# Cours pratique de mécanique des sols 2

Ce livre est à la fois une initiation et un guide pratique abordant les
édés de calcul, les essais en laboratoire et, sur le terrain, les procé-
de construction, etc.

Un chapitre important est consacré aux moyens de renforcement
fondations, notamment aux parois moulées.

*Les Travaux publics*

Les auteurs décrivent dans un ouvrage en deux tomes, les princi-
 types de sols et leurs propriétés mécaniques. Il s'agit aussi d'une
e de l'équilibre plastique, en considérant le sol comme un matériau
onstruction, d'une présentation des différents cas d'application et
procédés de reconnaissance au laboratoire et in situ.

Dans les deux tomes on peut remarquer notamment des calculs pra-
es de tassement, la plasticité et la résistance au cisaillement, enfin,
echniques de fondations profondes et reconnaissance des sols.

*Industries et techniques*

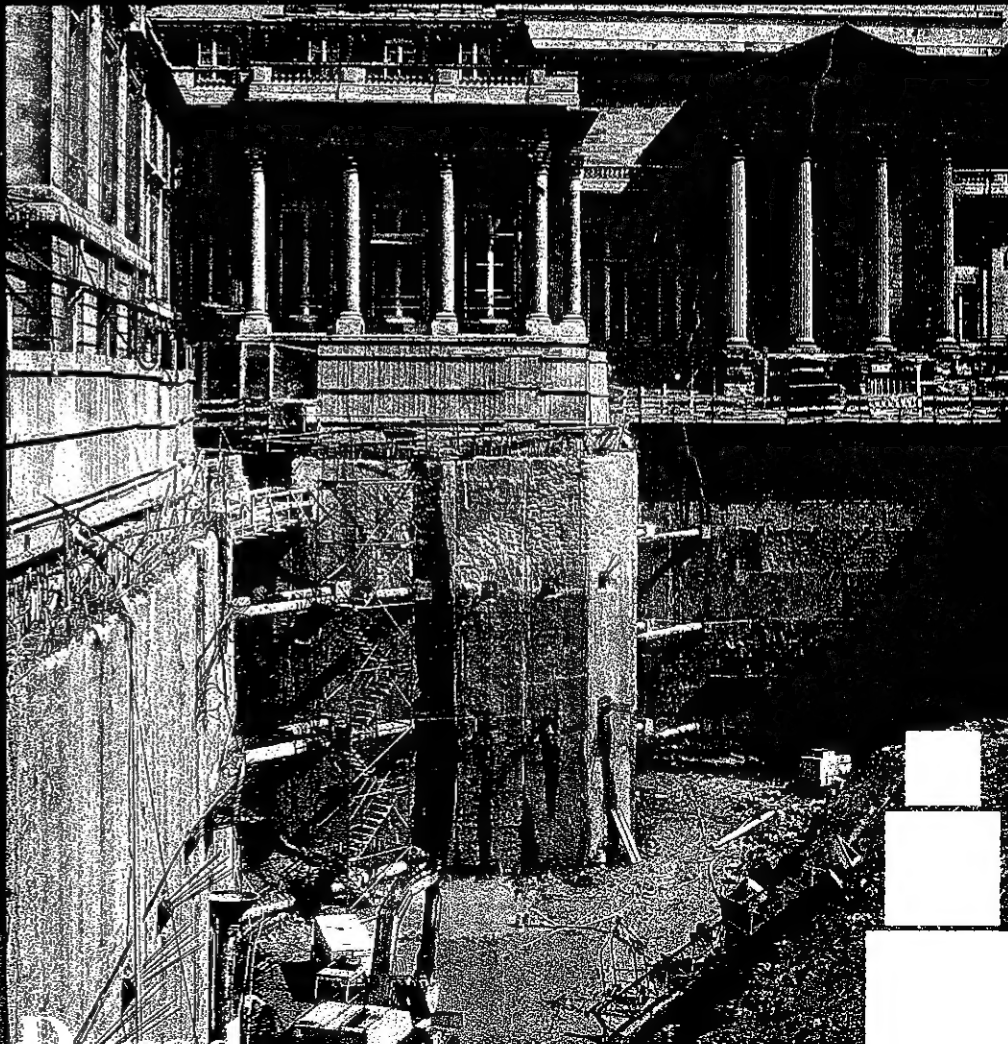
Axé sur la pratique, sans pour autant négliger l'étude des théories
amentales, cet ouvrage est particulièrement bien adapté à l'initia-
des ingénieurs et techniciens des bureaux d'études et des chan-
 Il devrait permettre aux uns et aux autres de résoudre avec sécurité
onomie les plus simples des problèmes qui se posent quotidienne-
 à eux et de discerner les cas complexes qui, bien entendu, restent
 compétence des spécialistes.

*Revue Polytechnique*

ostet G. Sanglerat 2 cours pratique de mécanique des sols Dun

# Cours pratique de mécanique des sols

## 2. Calcul des ouvrages



## OUVRAGES DES MÊMES AUTEURS

J. COSTET et G. SANGLERAT

— *Cours pratique de mécanique des sols.* Tome 2 : Calcul des ouvrages, 3e *édition*, Dunod, 1983.

— *Curso practico de mecánica de suelos*, Omega Barcelona, 1975.

— Механика грунтов : Stroyizdat, Moscou, 1981.

G. SANGLERAT

— *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols*, Dunod, 1965.

— *The penetrometer and soil exploration*, Elsevier, Amsterdam, 1979.

— ИССЛЕДОВАНИЕ ГРУНТОВ МЕТОДОМ ЗОНДИРОВАНИЯ, Stroyizdat, Moscou, 1971.

— *El penetrometro y el reconocimiento de los suelos*, Ministerio de obras publicas, Madrid, 1967.

— 貫入試験と地盤調査, Kajima, Tokyo, 1976.

G. SANGLERAT, G. OLIVARI et B. CAMBOU

— *Problèmes pratiques de mécanique des sols et fondations.* Tome 1 : 352 pages, Tome 2 : 296 pages, 2e *édition*, Dunod, 1983.

Photo de couverture :
Assemblée nationale, Paris. Parking enterré de 5 étages ; paroi moulée de 43 mètres de profondeur avec ancrages précontraints provisoires et permanents réalisés par Soletanche. (Cliché Soletanche.)

© BORDAS, Paris, 1983
ISBN 2-04-016412-X

" Toute représentation ou reproduction, intégrale ou partielle, faite sans le consentement de l'auteur, ou de ses ayants-droit, ou ayants-cause, est illicite (loi du 11 mars 1957, alinéa 1er de l'article 40). Cette représentation ou reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal. La loi du 11 mars 1957 n'autorise, aux termes des alinéas 2 et 3 de l'article 41, que les copies ou reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective d'une part, et, d'autre part, que les analyses et les courtes citations dans un but d'exemple et d'illustration "

## PRÉFACE DE LA 3e ÉDITION

La troisième édition de ce livre confirme son grand intérêt. L'expérience a montré qu'il pouvait être d'une part un excellent manuel de base pour les étudiants, et par ailleurs un guide pratique pour les ingénieurs.

Les compléments apportés dans ces deux tomes font profiter le lecteur de la grande expérience de M. Sanglerat et de son souci permanent de mise à jour en fonction des derniers progrès internationaux.

La mutation due aux méthodes de calcul par éléments finis et équations intégrales pour les ensembles sols-structures conduit un nombre croissant d'ingénieurs de structure à tenir compte des sols. Ces progrès accomplis depuis dix ans montrent que l'utilisation facile de calculs complexes risque de faire oublier que *le travail le plus difficile et le plus essentiel consiste à connaître les réelles propriétés des sols.*

Le caractère polyphasique du sol le différentie profondément des matériaux usuels : acier, béton, liquide..., en raison de l'interaction entre les solides, les liquides et les gaz. Il est donc plus important que jamais que tous les ingénieurs appelés à utiliser les ordinateurs aient parfaitement compris ces propriétés très bien expliquées dans ce livre et illustrées par un ensemble de problèmes qui viennent d'être publiés par MM. Sanglerat, Olivari et Cambou. Les compléments figurant dans cet autre ouvrage n'ont pas actuellement l'équivalent dans le monde à notre connaissance.

Nous souhaitons donc, que grâce à ces livres, se développe une meilleure compréhension des sols qui conduise à une mutation dans les investissements à consacrer d'une manière générale à la reconnaissance *in situ*. Celle-ci permet de connaître les hétérogénéités et les fissures causes de bien des accidents mais permet aussi, grâce aux recherches actuelles, une estimation plus précise des propriétés des sols qui rendront plus efficaces les méthodes de calcul actuelles.

J. BIAREZ
Professeur à l'Ecole Centrale
des Arts et Manufactures.
Directeur du Laboratoire de
Génie Civil et Mécanique.
*Janvier 1981*

# SOMMAIRE DU TOME I


INTRODUCTION ........ XVII

CHAPITRE I. — **Caractéristiques physiques des sols** ........ 1

1.1 Généralités ........ 1
1.2 Description et mesure des propriétés physiques des sols ........ 2
1.3 Compactage ........ 6
1.4 Procédés spéciaux de compactage ........ 12
1.5 Structure des sols ........ 21
1.6 Propriétés des fines particules ........ 28
1.7 Identification et classification des sols ........ 41

CHAPITRE II. — **L'eau dans le sol** ........ 48

2.1 Loi de Darcy ........ 48
2.2 Hydraulique souterraine ........ 61
2.3 Contraintes effectives ........ 75
2.4 Capillarité ........ 82
2.5 Effet du gel dans le sol ........ 86

CHAPITRE III. — **Calculs pratiques des tassements. Compressibilité et théorie de la consolidation** ........ 95

3.1 Calcul des tassements ........ 95
3.2 Calcul des contraintes effectives au sein du massif ........ 99
3.3 Coefficient de raideur ........ 110
3.4 Compressibilité ........ 115
3.5 Consolidation ........ 131
3.6 Tassements différentiels et tassements admissibles ........ 148
3.7 Cas particulier des argiles gonflantes ........ 151

CHAPITRE IV. — **Plasticité et résistance au cisaillement** ........ 163

4.1 Eléments de plasticité ........ 163
4.2 Essais de cisaillement ........ 189
4.3 Résultats expérimentaux pour les milieux pulvérulents ........ 212
4.4 Résultats expérimentaux pour les milieux cohérents ........ 219
4.5 Signification et rôle des essais ........ 229

CHAPITRE V. — **Équilibre plastique** ........ 236

5.1 Tenseur des contraintes ........ 236
5.2 Equilibre de Rankine ........ 243
5.3 Equilibre de Boussinesq ........ 251
5.4 Milieux non pesants ........ 264
5.5 Etats correspondants ........ 269

INDEX ........ 279


# TABLE DES MATIÈRES DU TOME II


Bibliographie générale ........ X

Notations et Symboles ........ XIII

Note concernant les unités employées ........ XVI

CHAPITRE VI. — **Murs de soutènement** ........ 1

6.1 Coin de glissement et poussée ........ 1
6.1.1 Coin de Coulomb ........ 1
6.1.2 Influence du déplacement de l'écran et de sa rugosité ........ 2
6.1.3 Utilisation de la théorie de l'équilibre plastique ........ 3
6.1.4 Coefficient de poussée des terres au repos ........ 4
6.1.5 Coefficients de sécurité ........ 6
6.2 Poussée sur les murs de soutènement gravitaires ........ 7
6.2.1 Utilisation du schéma de Boussinesq ........ 7
6.2.2 Méthode de Coulomb ........ 10
6.2.3 Détermination graphique de la poussée. Construction de Culmann . 14
6.2.4 Poussée supplémentaire due aux surcharges ........ 15
6.2.5 Massifs stratifiés et murs à redans ........ 19
6.2.6 Influence de la forme du terre-plein ........ 22
6.2.7 Poussée d'un massif cohérent ........ 24
6.3 Stabilité des murs poids ........ 30
6.3.1 Rotation ou renversement du mur ........ 30
6.3.2 Glissement du mur ........ 31
6.3.3 Résistance du sol de fondation ........ 33
6.3.4 Stabilité interne du mur ........ 35
6.4 Murs de soutènement en béton armé ........ 35
6.4.1 Principe du calcul des murs en béton armé ........ 35
6.4.2 Calcul de la poussée dans le cas général ........ 38
6.4.3 Calcul du voile et de la semelle ........ 40
6.5 Autres types de soutènement ........ 41
6.5.1 Murs « Da Costa Nuñes » ........ 41
6.5.2 Murs en éléments préfabriqués ........ 42
6.5.3 La terre armée ........ 44
6.5.4 Cloutage ........ 50

Bibliographie ........ 53
Problèmes ........ 53

CHAPITRE VII. — **Rideaux de palplanches** ........ 56

7.1 Palplanches et butée ........ 56
7.1.1 Généralités ........ 56
7.1.2 Poussée et butée ........ 58
7.1.3 Expériences de Tschebotarioff à Princeton ........ 59
7.2 Calcul classique des rideaux de palplanches ........ 60
7.2.1 Rideaux sans ancrage. Contre-butée ........ 60
7.2.2 Rideaux ancrés encastrés en pied ........ 63

7.2.3 Rideaux ancrés simplement butés en pied ........ 65
7.2.4 Choix des coefficients de poussée et de butée ........ 67
7.2.5 Calcul de l'ancrage ........ 68

7.3 Nouvelles méthodes de calcul des rideaux ancrés ........ 72
7.3.1 Critique des méthodes classiques ........ 72
7.3.2 Méthode de Tschebotarioff ........ 73
7.3.3 Méthode de Rowe ........ 75
7.3.4 Méthode de Brinch-Hansen ........ 83

7.4 Condition de renard ........ 84
7.4.1 Effets hydrodynamiques, renard ........ 84
7.4.2 Calcul pratique de la condition de renard ........ 86
7.4.3 Comparaison avec les méthodes de Caquot et de Coüard ........ 90

7.5 Blindage des fouilles ........ 91
7.5.1 Remarques générales ........ 91
7.5.2 Méthode empirique de calcul rapide des blindages ........ 93

7.6 Soulèvement des fonds de fouille ........ 95

Bibliographie ........ 101
Problèmes ........ 101

CHAPITRE VIII. — **Parois moulées** ........ 104

8.1 Utilisation des parois moulées ........ 104
8.1.1 Généralités ........ 104
8.1.2 Exécution du forage de la paroi moulée ........ 107
8.1.3 Bétonnage ........ 114
8.1.4 Contrôle de la boue ........ 116
8.1.5 Pertes de boue ........ 117
8.1.6 Parois particulières ........ 117

8.2 Thixotropie de la boue à la bentonite ........ 120
8.2.1 Rhéologie ........ 120
8.2.2 Boue à la bentonite ........ 122

8.3 Stabilité d'une tranchée remplie de boue à la bentonite ........ 123
8.3.1 Particularités du problème, coin de Nash et Jones ........ 123
8.3.2 Utilisation de l'équilibre limite de poussée ........ 125
8.3.3 Effet de voûte, théorie de Schneebeli ........ 127
8.3.4 Coin de Kowalewski ........ 131

8.4 Pathologie des parois moulées ........ 141

Bibliographie ........ 142
Problèmes ........ 143

CHAPITRE IX. — **Fondations superficielles** ........ 144

9.1 Semelles et radiers ........ 144
9.1.1 Généralités. Fondations superficielles et fondations profondes ........ 144
9.1.2 Projets de fondations ........ 146
9.1.3 Rupture et capacité portante ........ 149
9.1.4 Effets des tassements absolus ou différentiels ........ 151

9.2 Facteurs de capacité portante ........ 153
9.2.1 Théorie de la capacité portante ........ 153
9.2.2 Etude des trois facteurs $N_\gamma$, $N_q$ et $N_c$ ........ 159



9.3 Calcul des fondations superficielles ........ 170
9.3.1 Semelles isolées et radiers ........ 171
9.3.2 Charges excentrées ou inclinées ........ 173
9.3.3 Charges excentrées et inclinées ........ 179
9.3.4 Fondations sur talus ........ 185
9.3.5 Fondations à base oblique ........ 189
9.3.6 Cas général ........ 190
9.3.7 Fondations en milieu stratifié ........ 191

9.4 Répartition des contraintes sous les fondations ........ 194
9.4.1 Pression de contact ........ 194
9.4.2 Théorie de Westergaard et coefficient de raideur ........ 197

9.5 Projets de fondations ........ 202
9.5.1 Contraintes admissibles ........ 202
9.5.2 Recommandations particulières ........ 208

Bibliographie ........ 210
Problème ........ 211

CHAPITRE X. — **Fondations profondes** ........ 213

10.1 Pieux et puits ........ 213
10.1.1 Généralités ........ 213
10.1.2 Pieux préfabriqués en béton armé ........ 216
10.1.3 Pieux exécutés *in situ* ........ 216
10.1.4 Classification et méthodes de calcul des pieux ........ 217

10.2 Formules de battage ........ 218
10.2.1 Généralités ........ 218
10.2.2 Formule de Crandall ........ 220

10.3 Essais de chargement de pieux en place ........ 222

10.4 Détermination statique de la charge portante ........ 224
10.4.1 Formules classiques ........ 224
10.4.2 Vérifications expérimentales des formules statiques ........ 229
10.4.3 Utilisation des formules statiques ........ 233
10.4.4 Frottement latéral négatif ........ 234

10.5 Pénétromètre et fondations profondes ........ 237
10.6 Groupes de pieux ........ 243
10.7 Efforts horizontaux ........ 247
10.7.1 Pieu isolé ........ 247
10.7.2 Groupes de pieux ........ 254
10.7.3 Formule de Tschebotarioff ........ 257
10.8 Colonnes ballastées ........ 258

Bibliographie ........ 263
Problème ........ 264

CHAPITRE XI. — **Talus et digues** ........ 265

11.1 Glissements de terrain ........ 265
11.1.1 Description des glissements ........ 265
11.1.2 Stabilité à long terme des talus d'argile ........ 272
11.1.3 Définitions du coefficient de sécurité ........ 277

11.2 Calcul de la stabilité des talus ... 285
11.2.1 Méthode globale ... 285
11.2.2 Stabilité d'un massif homogène en l'absence d'eau ... 292
11.2.3 Méthode des tranches ... 299
11.3 Influence des écoulements d'eau sur la stabilité des talus ... 312
11.3.1 Ecoulements linéaires ... 313
11.3.2 Ecoulement à deux dimensions ... 319
11.4 Remblais, digues et barrages ... 324
11.4.1 Grands barrages ... 324
11.4.2 Remblais et digues ... 331
11.4.3 Stabilité de l'assise des remblais et des barrages ... 334
Bibliographie ... 336
Problèmes ... 337

CHAPITRE XII. — **Reconnaissance des sols** ... 339
12.1 Essais *in situ* ... 339
12.1.1 Programme des essais ... 339
12.1.2 Forages ... 342
12.1.3 Prospection électrique ... 344
12.1.4 Sismique réfraction ... 347
12.1.5 Sondages destructifs avec enregistrement de paramètres de forage ... 353
12.1.6 Essais de chargement ... 355
12.1.7 Essais dynamiques ... 356
12.2 Scissomètre, rhéotest, pressiomètre ... 357
12.2.1 Scissomètre ... 357
12.2.2 Rhéotest ... 360
12.2.3 Pressiomètre ... 362
12.3 Essais de battage ... 375
12.3.1 Essai de pénétration normalisé (Standard Penetration Test) ... 375
12.3.2 Pénétromètres dynamiques ... 378
12.4 Pénétromètre statique ... 383
12.4.1 Appareillage ... 383
12.4.2 Interprétation des diagrammes de pénétration ... 386
12.4.3 Pénétromètre statique-dynamique ... 388
12.4.4 Utilisation combinée du scissomètre et du pénétromètre ... 392
12.4.5 Pénétromètre électrique quasi-statique ... 393
12.5 Pathologie des fondations ... 394
12.5.1 Tour de Pise et tours de Bologne ... 394
12.5.2 Accidents survenus à des silos ... 399
12.5.3 Accidents de murs de soutènement ... 401
12.5.4 Désordres graves survenus à des bâtiments ... 402
12.5.5 Tassements de Mexico ... 411
Bibliographie ... 413
Problèmes ... 415
Annexe : Les géotextiles, par J. P. Giroud ... 416
Index ... 443

## NOTE DES AUTEURS

Dans l'introduction du Tome 1 nous avons remercié tous ceux qui nous ont encouragés, soutenus ou aidés pour la publication du présent cours.

A l'occasion de la sortie de la troisième édition du Tome 2, nous souhaitons également exprimer toute notre gratitude à Y. LACROIX et J. P. GIROUD. Ce dernier a bien voulu rédiger une très intéressante annexe sur les géotextiles pour laquelle Y. LACROIX a écrit une fort sympathique présentation.

Décembre 1982.

# BIBLIOGRAPHIE GÉNÉRALE


## I. TRAITÉS GÉNÉRAUX.

BRINCH HANSEN J. et LUNDGREN. — *Hauptprobleme der Bodenmechanik*. Springer Verlag. Berlin, 1960.
CAQUOT A. et KÉRISEL J. — *Traité de mécanique des sols* (4e édition). Gauthier Villars. Paris, 1966.
FILLIAT G. — *La pratique des sols et fondations*. Editions du Moniteur. Paris, 1981.
LAMBE W. T. and WHITMAN R. — *Soil Mechanics*. John Wiley, London, New-York, 1968.
LEONARDS G. A. — *Les fondations* (traduit et adapté par un groupe d'ingénieurs des laboratoires des ponts et chaussées). Dunod, 1968.
NAVDOCKS. — *Design Manual*. Nav docks DM 7, Washington, D. C., 1967.
NEWMARK N. M. and ROSENBLUETH E. — *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc. Englewood Cliffs, N. J. London, 1971 - 640 pages.
OBERT L. and DUVALL W. I. — *Rock mechanics and the design of structures in Rock*. John Wiley, London, New-York, 1967.
PECK R. B., HANSON W. E. and THORNBURN T. H. — *Foundations Engineering*. John Wiley, New-York, 1974 - 514 pages.
STAGG K. G. and ZIENKIEWICZ O. C. — *Rock Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley, London, New-York, Sydney, Toronto, 1969 - 442 pages.
TAYLOR D. W. — *Fundamentals of Soil Mechanics*. John Wiley. New-York, 1956 - 700 pages.
TSCHEBOTARIOFF G. — *Soil Mechanics, Foundations and Earth Retaining Structures*. McGraw Hill. New-York, 1973 - 642 pages.
YONG, R. N. and WARKENTIN, B. P., *Soil Properties and Behavior*, Geotechnical Engineering 5, Elsevier Scientific Publishing Company, New York, 1975.
ZIENKIEWICZ O. C., LEWIS R. W. and STAGG K. G. — *Numerical Methods in offshore Engineering*. John Wiley, New-York, 1978 - 582 pages.
ZIENKIEWICZ O. C. — *The Finite Element Method* (Third Edition). Mc Graw Hill, New-York, 1977 - 787 pages.





## II. MANUELS DE LABORATOIRE.

Department of the Army (1980), Laboratory Soils Testing, Engineer Manual, EM 1110-2-1906, Headquarters Department of the Army, Office of the Chief of Engineers.

LAMBE T. W. — *Soil testing for engineers* (M.I.T.). John Wiley. New-York, 1951.

## III. COMPTES RENDUS DES CONGRÈS INTERNATIONAUX.

*Proceeding of the first international conference on soil mechanics and foundations engineering*. Cambridge, juin 1936, Harvard University Cambridge, Mass.
*Proceedings of the second international conference on soil mechanics and foundation engineering*. Rotterdam, juin 1948. Imprimé par G. Keesmaat, Haarlem.
*Comptes rendus du troisième congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*. Zurich, août 1953. Imprimé par Berichthaus Zurich.
*Proceedings of the fourth conference on soil mechanics and foundation engineering*. Londres, août 1957. Butterworths scientific publications.
*Comptes rendus du 5e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*. Paris, juill. 1961. Dunod.
*Comptes rendus du 6e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*. Montréal, sept. 1965. University of Toronto press.
*Comptes rendus du 7e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*. Mexico, août 1969.
*Comptes rendus du 8e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*. Moscou, août 1973.
*Comptes rendus du 9e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*. Tokyo, juillet 1979.
*Comptes rendus du 10e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*. Stockholm, juin 1981. Balkema-Rotterdam.
*Comptes rendus du 11e congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations*. San Francisco, août 1985.
*Comptes rendus des congrès régionaux de mécanique des sols* (Europe, Afrique Asie et Amérique) en particulier, San Juan de Porto-Rico 1971, Bangkok 1971, Madrid 1972, Vienne 1976, Brighton 1979, Dublin 1987.

## IV. REVUES.

Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics. Paris.
Géotechnique, the international journal of soils mechanics publié par *the Institution of civil engineers*. Londres.
Journal of the geotechnical engineering division. Proceedings of the american society of civil engineers. (ASCE) New York.

Proceedings of the institution of civil engineers. Londres.
Revue française de Géotechnique. Paris.
Revue Canadienne de Géotechnique *Ground engineering* Londres, L.G.M. mededelingen-Delft, Hollande.
Revue Canadienne de Géotechnique *Ground engineering* Londres, L.G.M. mededelingen-Delft, Hollande.

## V. DIVERS.

KÉRISEL J. — *Historique de la mécanique des sols en France jusqu'au XX[e] siècle* Annales des ponts et chaussées, juill.-août 1958.
*Lexique technique* en anglais, français, allemand, suédois, portugais et espagnol de termes employés en mécanique des sols (3[e] édition) publié par la société internationale de mécanique des sols et des travaux de fondations. Zurich, 1968.
VERDEYEN J. — *Quelques notes sur l'histoire de la mécanique des sols.* Presses universitaires de Bruxelles. Bruxelles, 1959.
VISSER A. D. — *Dictionnaire Elsevier de mécanique des sols en quatre langues (anglais, américain, français, hollandais et allemand).* Dunod. Paris, 1965.

Une bibliographie particulière est donnée à la fin de chaque chapitre.

# NOTATIONS ET SYMBOLES

## recommandés par la Société internationale de mécanique des sols lors du 9[e] congrès. Tokyo 1977

### I. GÉNÉRALITÉS.

| | |
|---|---|
| $\ln a$ | logarithme naturel de $a$ |
| $\lg a$ | logarithme de $a$ (base 10) |
| $t$ | temps |
| $g$ | accélération de la pesanteur ($g = 9{,}81$ m/s$^2$) |
| $V$ | volume |
| $W$ | poids |
| $M$ | moment |
| $F$ | facteur de sécurité |

### II. CONTRAINTES ET DÉFORMATION RELATIVES.

| | |
|---|---|
| $u$ | pression interstitielle |
| $\sigma$ | composante normale de la contrainte |
| $\sigma'$ | composante normale de la contrainte effective |
| $\tau$ | composante tangentielle de la contrainte |
| $\varepsilon$ | dilatation linéaire ou déformation linéaire relative |
| $\nu$ | coefficient de Poisson |
| $E$ | module de déformation linéaire |
| $G$ | module de déformation par glissement (module de cisaillement) |
| $K$ | module de déformation volumique sous pression hydrostatique (module de compressibilité) |
| $\eta$ | coefficient de viscosité |

### III. PROPRIÉTÉS DES SOLS.

a) *Poids volumiques.*

| | |
|---|---|
| $\gamma$ | poids volumique du sol |
| $\gamma_s$ | poids volumique des grains solides |
| $\gamma_w$ | poids volumique de l'eau |
| $\gamma_d$ | poids volumique du sol sec |
| $\gamma_{sat}$ | poids volumique du sol saturé |
| $\gamma'$ | poids volumique du sol déjaugé |
| $e$ | indice des vides |
| $n$ | porosité |
| $w$ | teneur en eau |
| $S_r$ | degré de saturation |

b) *Consistance.*

$w_L$ limite de liquidité
$w_P$ limite de plasticité
$I_P$ indice de plasticité
$I_L$ indice de liquidité $\frac{w - w_P}{I_P}$
$I_C$ indice de consistance $\frac{w_L - w}{I_P}$
$e_{max}$ indice des vides maximal (dans l'état le plus lâche)
$e_{min}$ indice des vides minimal (dans l'état le plus dense)
$I_D$ indice de densité $\frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$

c) *Granulométrie.*

$D_n$, $d_n$ diamètre à $n$ pour cent
$C_U$ coefficient d'uniformité $= \frac{D_{60}}{D_{10}}$

d) *Perméabilité.*

$h$ charge hydraulique ou potentiel hydraulique
$q$ débit
$v$ vitesse d'écoulement
$i$ gradient hydraulique
$k$ coefficient de perméabilité

e) *Consolidation à une dimension.*

$m_v$ coefficient de compressibilité $-\frac{\Delta e}{(1 + e)\,\Delta\sigma'}$
$C_c$ indice de compression $-\frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma'}$
$c_v$ coefficient de consolidation
$E_{oed}$ module œdométrique $\frac{1}{m_v}$
$T_v$ facteur temps
$U$ degré de consolidation

f) *Cisaillement.*

$\tau_f$ contrainte de cisaillement sur le plan de rupture
$c'$ cohésion effective
$\varphi'$ angle de frottement effectif } $\tau_f = c' + \sigma' + \tan \varphi'$
$c_u$ cohésion apparente
$\varphi_u$ angle de frottement apparent (contraintes totales) } $\tau_f = c_u + \sigma \tan \varphi_u$
$S_t$ sensitivité
$H$ résistance à la traction complète $c.\cot \varphi$

## IV. POUSSÉE DES TERRES.

$a$ adhésion sol-mur
$\delta$ obliquité de la contrainte sur l'écran (angle de frottement sol-mur)
$K$ coefficient sans dimension intervenant dans l'expression de la contrainte normale sur l'écran, à utiliser avec différents indices
$K_0$ coefficient de pression des terres au repos



$k$ coefficient sans dimension intervenant dans l'expression de l'intensité de la contrainte de frottement sur l'écran toujours utilisé avec différents indices
$\lambda$ angle d'inclinaison de l'écran avec la verticale
$q$ surcharge

## V. FONDATIONS.

$B$ largeur de la fondation
$L$ longueur de la fondation
$D$ profondeur de la fondation
$N_\gamma$, $N_q$, $N_c$ facteurs de capacité portante, coefficients sans dimension exprimant les effets respectifs du poids volumique, de la profondeur et de la cohésion dans l'expression de la pression limite sous la base.
$N$ Nombre de coups de marteau nécessaire pour enfoncer le S.P.T. d'un pied
$k_s$ module de réaction
$e$ excentricité
$q_d$ capacité portante
$q_{ad}$ contrainte admissible sous la fondation

## VI. PENTES.

$H$ hauteur verticale du talus
$D$ profondeur de la couche dure sous le pied de talus
$\beta$ angle d'inclinaison du talus avec l'horizontale

*Notations particulières concernant les essais de pénétration*

$R_p$ ou $q_c$ résistance à la pointe du pénétromètre statique
$R_f$ ou $f_s$ frottement latéral unitaire du pénétromètre statique
$FR = \frac{R_f}{R_p} = \frac{f_s}{q_c}$ « ratio de frottement » ou « Friction ratio »

$R_d$ résistance conventionnelle calculée pour le pénétromètre dynamique

## Note concernant les unités employées

Le système international d'unités (SI) est en vigueur en France depuis un décret du 3 mai 1961. Il convient que les publications de mécanique des sols suivent la règle commune et respectent la lettre et l'esprit de ce texte.

Deux grandeurs seulement posent véritablement question. C'est d'abord le poids volumique, une tradition fortement ancrée et de surcroît fort commode assimile poids volumique, masse volumique et densité et conduit donc à l'utilisation de tonnes par mètre cube (t/m$^3$).

C'est ensuite la pression ou la contrainte. Dans ce domaine, la famille du kilogramme force a régné en maître longtemps et ce règne est loin d'être terminé ! Le bar n'y a pas fait la percée que d'aucuns espéraient. On doit reconnaître que la pratique quotidienne des bureaux d'études est sur ce point particulièrement diverse et peu soucieuse de régularité.

Nous nous sommes efforcés dans cet ouvrage de suivre l'usage général qui s'est instauré parmi les techniciens désireux de respecter la règlementation.

Les masses volumiques seront exprimées en tonnes par mètre cube (t/m$^3$), les poids volumiques en kilonewton par mètre cube (kN/m$^3$). Les pressions et contraintes seront exprimées en kilopascal (kPa) et mégapascal (MPa) ou bien en décanewton par centimètre carré (daN/cm$^2$) et décanewton par millimètre carré (daN/mm$^2$).

Il faut bien convenir que cette pratique manque de logique, de commodité et d'élégance. Nous avons cru devoir nous y plier en espérant que tôt ou tard une meilleure compréhension de l'usage du système métrique permettra d'apporter une solution plus raisonnable.

A l'intention des praticiens qui utilisent encore des unités maintenant proscrites, nous donnons ci-joint un tableau de correspondances entre les différentes unités de pression (ou de contraintes) les plus employées en mécanique des sols.

| Valeurs du | exprimées en | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | Pa | kPa | bar | MPa | hbar | kgf/cm$^2$ | tf/m$^2$ |
| pascal ...... | 1 | $10^{-3}$ | $10^{-5}$ | $10^{-6}$ | $10^{-7}$ | $1{,}02 \times 10^{-5}$ | $1{,}02 \times 10^{-4}$ |
| kilopascal... | $10^3$ | 1 | $10^{-2}$ | $10^{-3}$ | $10^{-4}$ | $1{,}02 \times 10^{-2}$ | 0,102 |
| bar ou daN/cm$^2$... | $10^5$ | $10^2$ | 1 | 0,1 | $10^{-2}$ | 1,02 | 10,2 |
| mégapascal.. | $10^6$ | $10^3$ | 10 | 1 | 0,1 | 10,2 | $1{,}02 \times 10^2$ |
| hectobar .... | $10^7$ | $10^4$ | $10^2$ | 10 | 1 | 102 | $1{,}02 \times 10^3$ |
| kgf/cm$^2$..... | $9{,}8 \times 10^4$ | 98 | 0,98 | $9{,}8 \times 10^{-2}$ | $9{,}8 \times 10^{-3}$ | 1 | 10 |
| tf/m$^2$....... | $9{,}8 \times 10^3$ | 9,8 | $9{,}8 \times 10^{-2}$ | $9{,}8 \times 10^{-3}$ | $9{,}8 \times 10^{-4}$ | 0,1 | 1 |

CHAPITRE VI

# MURS DE SOUTÈNEMENT

## 6.1 COIN DE GLISSEMENT ET POUSSÉE.

### 6.1.1 Coin de Coulomb.

Le calcul des murs de soutènement découle de l'étude de la rupture du terrain situé derrière le mur. On précisera d'abord le mécanisme de la rupture, on traitera ensuite la question des coefficients de sécurité.

On considère un massif soutenu par un écran. On suppose que le massif est en équilibre élastique, le massif peut donc supporter de petites déformations sans qu'il y ait risque de rupture. Dans cette position, le massif exerce sur l'écran une action à laquelle on a donné le nom de pression naturelle des terres ou de pression au repos. Si l'on écarte d'une manière quelconque l'écran du massif, on constate que l'action du terrain sur l'écran décroît, le terrain se décomprime et l'on donne alors à cette action le nom de poussée pour rappeler que le massif s'appuie sur l'écran. Mais lorsqu'on atteint un certain déplacement, on note l'apparition de contraintes critiques dans le massif, le terrain alors n'est plus susceptible de se décomprimer davantage sans rupture. Si le déplacement se poursuivait, on constaterait l'ouverture de fissures dans le massif et une partie du terrain suivrait l'écran dans son mouvement. L'intensité de la poussée ne varie pas pendant la rupture, elle garde la valeur minimale qu'elle avait atteinte dans l'état précédant immédiatement la rupture. Cet état apparaît donc comme le plus favorable pour les calculs, puisque l'intensité de la poussée est minimale, mais il est indispensable — pour qu'on ait le droit d'en tenir compte — que l'écran ait la possibilité d'effectuer le déplacement correspondant.

Le mécanisme est analogue lorsqu'on refoule l'écran contre le massif. On donne alors à la réaction du terrain le nom de butée et l'on constate que l'intensité de la butée augmente avec le déplacement de l'écran jusqu'à ce qu'un état d'équilibre limite soit atteint dans le massif. On néglige en général les efforts de butée dans le calcul des murs de soutènement mais on aura l'occasion de revenir sur cette question, en particulier à propos du calcul des palplanches.

On a parlé jusqu'à présent de déplacement de l'écran, sans préciser la nature de ce déplacement. L'expérience courante montre que les murs de soutènement

gravitaires peuvent se déplacer, soit par translation, soit par rotation autour d'un axe situé sous leur base. Dans ces conditions, on constate qu'à la rupture, une fissure sensiblement rectiligne partage le massif en deux à partir du pied du mur, on a donné le nom de coin de glissement à la fraction du massif comprise entre le mur et la fissure, ce coin accompagne le mur dans son déplacement. C'est Coulomb qui, le premier, a mis au point vers 1776 une méthode de calcul des murs de soutènement. La méthode est basée sur l'étude de l'équilibre global du coin de glissement ; à titre d'hypothèse simplificatrice, Coulomb admet d'ailleurs que la fissure est rigoureusement rectiligne. Au XIX^e^ siècle, Poncelet, puis Culmann, ont développé cette théorie et proposé des constructions graphiques pour la détermination de la poussée. Krey enfin, en 1936, a publié des tables qui facilitent beaucoup les calculs. A l'heure actuelle, la méthode de Coulomb est universellement employée, principalement aux Etats-Unis, en raison de sa simplicité théorique et pratique.

### 6.1.2 Influence du déplacement de l'écran et de sa rugosité.

Au cours du siècle dernier, on a voulu appliquer cette méthode non seulement au calcul des murs de soutènement, mais aussi au calcul du blindage des fouilles, les résultats furent décevants car les efforts calculés n'avaient pas de rapport avec les efforts constatés. Ce n'est pas pour surprendre, car lors de la rupture d'un blindage, la fissure qui se développe dans le terrain ne peut en aucune manière être assimilée à une ligne droite. Mais il a fallu attendre Terzaghi et ses célèbres expériences du Massachusetts Institute of Technology dont les résultats ont été publiés en 1932 et 1934 pour que soit mise en lumière l'influence du mode de déplacement de l'écran sur la forme de la ligne de rupture et donc sur la poussée elle-même.

Les expériences de Terzaghi ont donné une forte impulsion à la recherche expérimentale en cette matière ; depuis 1934 de nombreux essais, sur modèle réduit ou en vraie grandeur, ont été poursuivis pour préciser l'influence des déplacements de l'écran sur la poussée des terres. Pour étudier plus spécialement le cas des murs de soutènement, on a utilisé des écrans pivotant autour d'un axe situé sous leur base (ce qui inclut les translations puisque, comme on l'a rappelé plus haut, l'expérience courante montre que c'est là le mode de déplacement normal de ces ouvrages). Les résultats des divers essais sont bien concordants, on constate d'abord que la totalité du coin de glissement est en état d'équilibre limite, car on distingue presque en chaque point du coin des amorces de rupture. (Ceci n'est pas vrai, toutefois, si le parement intérieur du mur présente un fruit trop important, mais ce cas est rare dans la pratique.) Cette constatation est fondamentale, c'est elle qui permet l'application au calcul de la poussée des terres sur les murs de soutènement gravitaires des schémas de zone plastique que l'on a étudiés dans le chapitre précédent ; c'est grâce aussi à cette circonstance que le calcul des murs de soutènement est relativement simple.



Les essais montrent d'autre part que la ligne de rupture n'est rectiligne que dans sa partie haute, qu'elle s'incurve au voisinage de l'écran et que la rugosité de l'écran a une influence notable sur la forme de cette partie curviligne. Parallèlement, l'intensité de la poussée est fonction de cette rugosité.

Cette question de la rugosité de l'écran a besoin d'être précisée. Dans leur déplacement relatif, le massif et l'écran développent un frottement qui dépend de la nature de la paroi et de celle des grains du sol. L'obliquité $\delta$ des contraintes au contact du massif et de l'écran est donc, dans ce cas, une donnée physique comme l'angle de frottement interne des terres.

La mesure du coefficient de frottement massif-écran détermine immédiatement la valeur absolue de l'obliquité $\delta$.

Il faut seulement se rappeler que la valeur de $\delta$ ne peut dépasser la valeur $\varphi$ de l'angle de frottement interne des terres. En effet, si la mesure de $\delta$ conduisait à une valeur supérieure, on observerait en pratique la formation d'une pellicule de terrain collée contre la paroi et solidaire de l'écran substituant son propre frottement interne $\varphi$ au frottement $\delta$ des maçonneries contre les terres.

En valeur absolue, l'obliquité $\delta$ peut donc varier entre 0 et $\varphi$. Le signe de cette obliquité dépend du sens du mouvement relatif de l'écran et du coin de glissement ; dans les problèmes de poussée des terres sur les murs de soutènement $\delta$ est généralement positif, l'apparition du frottement négatif est assez rare, elle est due le plus souvent à un phénomène de tassement différentiel entre le mur et le massif.

Lorsque $\delta = 0$, on dit que l'écran est parfaitement lisse, lorsque $\delta = +\varphi$ que l'écran est parfaitement rugueux.

Brinch Hansen, dans des expériences très complètes sur la poussée et la butée, a utilisé pour représenter ces deux types extrêmes, soit des plaques de verre poli, soit des feuilles d'aluminium recouvertes de papier émeri. Bien entendu, tout ce qui vient d'être dit n'est valable que dans la mesure où il y a réellement déplacement relatif entre le massif et l'écran, dans le cas contraire, l'obliquité des contraintes sur l'écran est indéterminée, elle doit seulement être inférieure à la valeur $\delta$ indiquée ci-dessus. Il ne semble pas qu'il soit nécessaire de tenir compte de cette éventualité pour le calcul des murs de soutènement, là encore, cette circonstance ne risque de se produire que pour des murs dont le parement intérieur présente un fruit important. On admettra donc dans ce chapitre que l'obliquité $\delta$ de la poussée des terres est une des données du problème. Dans les cas les plus usuels (murs de soutènement gravitaires en béton, parement intérieur rectiligne), on adopte en général pour $\delta$ une valeur égale à $\frac{2}{3}\varphi$.

### 6.1.3 Utilisation de la théorie de l'équilibre plastique.

Au milieu du siècle dernier, Rankine préféra remplacer l'étude de l'équilibre de rupture global du coin de glissement par l'étude de l'équilibre de rupture de

chaque volume élémentaire ; il admettait aussi que le coin de glissement était en entier à l'état d'équilibre limite, on a vu que cette hypothèse est vérifiée pour les murs de soutènement. Mais Rankine négligeait l'influence de la rugosité du mur et ce faisant, il admettait que l'équilibre du massif situé derrière le mur était identique à celui d'un massif indéfini de mêmes caractéristiques. On a démontré dans le chapitre V que cette manière de voir conduisait à une obliquité $\alpha$ bien déterminée le long d'une ligne quelconque tracée dans le massif ; or le long de l'écran l'obliquité est donnée, si $\alpha$ est différent de $\delta$ l'équilibre de Rankine ne saurait régner derrière le mur. Cette conclusion est confirmée par l'aspect des lignes de rupture ; dans l'équilibre de Rankine, ce sont des droites, on a vu que les essais mettaient en évidence une courbure de ces lignes au voisinage de l'écran. C'est pour résoudre cette difficulté que Boussinesq, Résal, puis Caquot ont développé la théorie étudiée dans le chapitre V sous le nom d'équilibre de Boussinesq. Cette théorie est un outil parfaitement adapté au calcul de la poussée des terres sur les murs de soutènement gravitaires puisqu'elle tient compte de la rugosité de l'écran tout en supposant que le coin de glissement est en totalité en équilibre limite.

### 6.1.4 Coefficient de poussée des terres au repos.

*Pour que l'on puisse valablement utiliser le schéma de Boussinesq, il faut que le déplacement du mur soit suffisant pour engendrer dans le massif un état d'équilibre limite*, comme on l'a souligné au début de cet article. Les expériences de Terzaghi montrent que ce déplacement doit être de l'ordre du millième de la hauteur, ce qui est généralement le cas. On rencontre parfois des ouvrages comme les bajoyers d'écluse (si le bajoyer est encastré dans un radier très rigide et ne peut pivoter) pour lesquels cette condition n'est pas remplie. Le remblai exerce sur ces bajoyers une pression voisine de la pression au repos. Dans ce cas, on peut admettre que la poussée à prendre en compte est égale à la poussée calculée à partir du schéma de Boussinesq (ou à partir de méthodes équivalentes) majorée de 50 à 100 %.

Il est d'ailleurs préférable de ne pas faire appel au schéma de Boussinesq et de calculer cette poussée en utilisant le coefficient $K_0$ de poussée des terres au repos (cf. § 4.4.2.). Cette notion de pression au repos fut introduite pour la première fois par A. D. Donath à Berlin en 1891.

De nombreux expérimentateurs ont procédé à la mesure de ce coefficient, à commencer par Terzaghi au cours de ses expériences de 1920 et 1925.

Il semble que pour les sables on puisse avancer une valeur moyenne de 0,50 susceptible de s'élever à 0,70, lorsque le milieu est relativement compact. Pour les argiles, Terzaghi a obtenu des valeurs de 0,70 et 0,75 tandis que de Beer, en 1948, trouvait des valeurs plus faibles, de 0,40 à 0,65. On pourra, en première approximation, adopter 0,70.

Lorsqu'il s'agit de matériaux de remblai contenant un pourcentage important d'argile, le coefficient $K_0$ est compris entre 0,5 et 1 suivant le mode d'exécution du remblai, le compactage et les caractéristiques de consolidation du matériau.



Différents chercheurs ont tenté de donner des expressions littérales du coefficient $K_0$. On a cité dans le paragraphe 4.4.2 celle de Rowe :

$$K_0 = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_e}{2}\right)$$

qui fait intervenir un des deux paramètres de Hvorslev, l'angle de frottement interne vrai. De son côté Jaky propose, pour les sables, l'expression :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' .$$

D'autres auteurs ont avancé, pour les sables et graviers toujours, l'expression :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi'}{\cos \varphi'} .$$

qui donne des résultats plus élevés que ceux de la formule de Jaky.

Dans un matériau élastique soumis à une étreinte triaxiale, la déformation radiale $\varepsilon_r$ a pour valeur (cf. § 4.1.2.)

$$\varepsilon_r = -\frac{\sigma_r}{E} + \frac{\nu}{E}(\sigma_l + \sigma_r) .$$

Pour que cette déformation latérale soit nulle (matériau au repos) il faut que le rapport $\frac{\sigma_r}{\sigma_l}$ soit égal à $\frac{\nu}{1-\nu}$. Cette formule donne donc une valeur approchée du coefficient $K_0$. Le tableau I ci-dessous montre la variation de $K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$ en fonction de $\nu$.

TABLEAU I

| $\nu$ | $K_0$ |
|---|---|
| 0,50 | 1 |
| 0,45 | 0,82 |
| 0,40 | 0,67 |
| 0,35 | 0,54 |
| 0,30 | 0,43 |
| 0,25 | 0,33 |

Le coefficient de Poisson est à son maximum de 0,50 pour un sol incompres-

sible ; on mesure effectivement des valeurs voisines de 1 pour des argiles non consolidées qui se présentent comme des semi-fluides. Mais de toute manière, cette expression n'est qu'une approximation grossière, difficilement utilisable tant qu'on ne sait pas relier le coefficient de Poisson d'un sol et son angle de frottement interne.

Il faut retenir, en tout cas, que le coefficient $K_0$ est toujours très supérieur au coefficient de poussée correspondant à l'équilibre plastique. Ce serait donc une erreur grave d'appliquer sans précaution les formules classiques de calcul de la poussée sans s'assurer que le massif peut effectivement se trouver en équilibre limite.

### 6.1.5 Coefficients de sécurité.

Le calcul des murs de soutènement doit obligatoirement comporter des coefficients de sécurité. En effet, un des éléments les plus importants, la poussée des terres, n'est connu qu'avec une certaine approximation. Les surcharges réelles peuvent être différentes des surcharges de calcul, la résistance mécanique du terrain en place n'est pas forcément celle qui a été mesurée ou admise pour les études, les théories enfin comportent forcément des simplifications et des inexactitudes. Pour ces diverses raisons, l'intensité réelle de la poussée des terres diffère dans une certaine mesure de l'intensité calculée et l'introduction dans les calculs d'une marge de sécurité est indispensable. Il serait pour le moins imprudent de projeter un ouvrage qui travaille normalement à la limite de la stabilité.

Ce qui est vrai pour la stabilité du mur l'est aussi pour sa résistance mécanique. Une nouvelle cause d'erreur intervient avec l'appréciation de cette résistance, le coefficient de sécurité utilisé à ce stade du calcul doit tenir compte à la fois des incertitudes sur le matériau constitutif de l'ouvrage et sur l'intensité de la poussée. Il semble que les coefficients utilisés en résistance des matériaux donnent ici aussi satisfaction.

L'introduction d'un coefficient de sécurité dans les calculs de mécanique des sols est une opération délicate car l'unanimité est loin d'être faite sur la façon de procéder et l'on trouve dans la littérature technique de nombreuses règles particulières à chaque nature d'ouvrage. Depuis longtemps, on a mis l'accent sur le caractère arbitraire de ces règles.

On verra plus loin, lors de l'étude de la stabilité des murs, les règles les plus communément utilisées. Il faut toutefois bien se rappeler que la définition d'un coefficient de sécurité n'est qu'une définition et qu'*a priori*, toutes les définitions se valent. Il ne faut pas oublier que le choix de la méthode utilisée pour introduire dans les calculs un coefficient de sécurité a une grande influence sur les résultats. La comparaison de deux types d'ouvrages calculés avec des procédés différents pour l'application des coefficients de sécurité est une opération délicate.



## 6.2 POUSSÉE SUR LES MURS DE SOUTÈNEMENT GRAVITAIRES.

### 6.2.1 Utilisation du schéma de Boussinesq.

Il s'agit des ouvrages que l'on appelle communément murs-poids, car c'est le poids du mur qui lui permet de résister aux efforts de renversement exercés par le terrain. La figure VI-1 montre le profil en travers-type d'un mur de ce genre. Cinq forces ou groupes de forces sollicitent ces ouvrages : la poussée des terres $P$ sur la paroi qui fait soutènement, la butée $B$ sur la face opposée de la fondation, la réaction $R$ du terrain de fondation, éventuellement les sous-pressions $S$ dues à la nappe phréatique et plus généralement les efforts de l'eau sur l'ouvrage, et enfin le poids $G$ du mur lui-même. Le calcul de $G$ est simple, il en va de même pour $S$ si l'eau est au repos. Pour des raisons de sécurité, on fait souvent abstraction de la butée $B$. L'essentiel du problème est donc de déterminer la poussée des terres $P$. On vérifie ensuite que le terrain peut bien développer la réaction $R$ et que la stabilité d'ensemble de l'ouvrage est assurée, ces dernières opérations ne présentent pas de difficultés théoriques, c'est pourquoi l'on confond souvent le calcul des murs de soutènement avec la seule détermination de la poussée des terres.

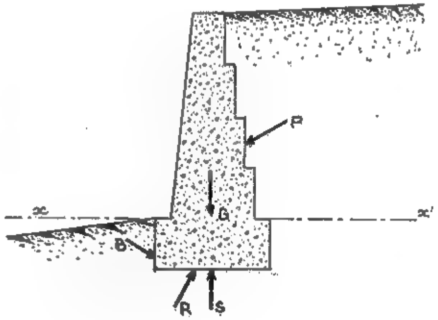


FIG. VI-1. — Mur-poids.

Deux conditions sont indispensables pour que les calculs développés dans cet article aient un sens : la surpression de l'eau à l'intérieur du remblai doit être négligeable, les constantes du sol qui figurent dans les expressions de la poussée doivent avoir des valeurs bien définies qui puissent être déterminées avec une précision suffisante. Ceci implique un drainage correct du remblai et une exécution très soignée du remblaiement pour assurer une relative homogénéité au massif. Ces précautions coûtent cher, il n'est pas toujours économique de les mettre en œuvre pour de petits ouvrages, on les calcule alors de façon empirique. Par contre, si le mur dépasse cinq à six mètres, ou s'il constitue la pièce maîtresse d'une construction, il est préférable de soigner le drainage et le rem-

blaiement. On peut alors utiliser les méthodes exposées ci-dessous pour calculer la poussée des terres.

La rupture d'un remblai derrière un mur de soutènement gravitaire est toujours accompagnée — à moins qu'il ne s'agisse d'une rupture de la maçonnerie — d'une translation du mur ou d'une rotation autour d'un axe horizontal situé sous la fondation. Ces déplacements sont tels en général que le coin de glissement est en entier à l'état plastique. Si le parement intérieur du mur est rectiligne, si la surface du terre-plein est également rectiligne, s'il n'y a pas de surcharge et si le remblai est homogène et pulvérulent, le schéma de Boussinesq convient pour la description de la rupture.

L'intensité de la poussée est

$$P = k_\gamma . \gamma \frac{l^2}{2}$$

(cf. § 5.3.1) et son point d'application est situé au tiers inférieur du parement. Dans tout ce chapitre où il n'est question que de poussée, on omettra volontairement l'indice $a$ dans les différents coefficients de poussée $k$ et $K$.

Dans certains cas particuliers, le schéma de Boussinesq se réduit à celui de Rankine, par exemple dans le cas très fréquent d'un parement vertical et d'un terre-plein horizontal lorsque l'on néglige le frottement entre le mur et le remblai. La poussée est alors une force horizontale d'intensité

$$P = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)\gamma \frac{l^2}{2}.$$

C'est pourquoi cette fonction $\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ a reçu le nom de coefficient de poussée, dont diverses valeurs ont été données au chapitre V, dans le tableau I du paragraphe 5.1.2.

Sous les cinq conditions limitatives rappelées plus haut, la théorie de l'équilibre de Boussinesq permet donc de calculer très facilement l'intensité de la poussée des terres grâce aux tables de Caquot et Kérisel. On notera que les lignes de glissement correspondantes sont très voisines de la ligne droite, tout au moins tant que le fruit de l'écran est faible (Fig. V-18).

On se rappellera que lorsque l'écran a un fruit prononcé, il peut arriver que la totalité du coin de glissement ne soit pas en équilibre plastique. De façon plus précise, lorsqu'on se trouve dans le cas de la figure VI-2, les deux lignes de glissement de l'équilibre de Rankine peuvent se développer et la partie du massif située contre le parement reste solidaire du mur. A ce moment-là, l'obliquité de la contrainte sur la paroi peut être inférieure à $\delta$ puisqu'il n'y a pas mouvement relatif du mur et du massif. On utilisera dans ce cas l'équilibre de Rankine pour calculer la poussée des terres.



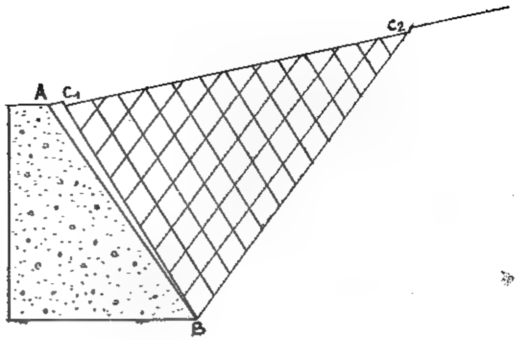



FIG. VI-2. — Coin de glissement en équilibre de Rankine.

Pour que la ligne de glissement $BC_1$ puisse mécaniquement se former (et donc qu'on soit dans le cas de la Fig. VI-2), deux conditions doivent être remplies : tout d'abord la ligne $BC_1$ doit tomber à l'intérieur du massif, ensuite l'obliquité $\alpha$ de l'équilibre de Rankine sur le parement $AB$ doit être inférieure à l'obliquité $\delta$ résultant de la mesure du frottement terre-écran. Les deux conditions ci-dessus se traduisent — si les hypothèses du schéma de Boussinesq sont vérifiées — par l'inégalité $\lambda \geqslant \lambda_2(\delta)$ comme on l'a vu dans le paragraphe 5.3.3. Pratiquement, ce cas est extrêmement rare, on n'en reparlera plus dans la suite.

L'utilisation de tables de poussée ne présente pas de difficultés. Il faut toutefois faire attention à deux points particuliers : la définition précise du coefficient de poussée donné dans la table et le signe des angles $\beta$, $\lambda$, $\delta$ et $\varphi$. Dans cet ouvrage, on a défini deux coefficients $k$ et $K$ (relatifs à l'intensité de la contrainte et à celle de la composante normale) ; cela fait déjà deux possibilités. On peut encore rencontrer par exemple un coefficient relatif à l'intensité de la composante horizontale de la contrainte. D'autre part, les coefficients que l'on a introduits sont en relation avec la longueur réelle $l$ de l'écran, il peut arriver que certaines tables donnent un coefficient en rapport avec la hauteur verticale de l'écran $l \cos \lambda$. Il convient donc de bien vérifier la définition précise du coefficient qui est tabulé.

Les tables de Caquot-Kérisel donnent principalement les valeurs du coefficient $k_\gamma$ tel qu'il est défini dans cet ouvrage.

Il faut de même donner aux quatre angles $\beta$, $\lambda$, $\delta$ et $\varphi$ le signe convenable tel qu'il résulte des conventions adoptées dans la table. On va rappeler ci-dessous les conventions de signe des tables de Caquot-Kérisel.

L'inclinaison $\beta$ de la surface libre est positive lorsque cette surface libre est en pente vers l'écran ; l'inclinaison $\lambda$ de l'écran sur la verticale est positive lorsque l'écran a du fruit (cas de la Fig. VI-2), négative lorsque l'écran est en surplomb. On notera que ces deux définitions conduisent à mesurer les angles $\beta$ et $\lambda$ dans le sens trigonométrique direct lorsque le remblai est dessiné à droite de l'écran, comme sur toutes les figures de ce chapitre.

L'obliquité $\delta$ est positive si la composante tangentielle de la poussée — c'est-à-dire la composante tangentielle de l'action du massif sur l'écran — fuit l'extrémité supérieure de l'écran ; cette définition ne coïncide avec celle de la représentation de Mohr que lorsque le remblai est dessiné à droite de l'écran.

L'angle $\varphi$, lui, est toujours positif, qu'il s'agisse de poussée ou de butée.

### 6.2.2 Méthode de Coulomb.

Ainsi qu'on l'a dit au début de ce chapitre, la méthode de Coulomb est bien antérieure. On va l'exposer sans craindre un double emploi avec la méthode précédente pour plusieurs raisons. Tout d'abord, il s'agit d'une théorie trop célèbre dans le domaine de la mécanique des sols pour qu'on puisse se dispenser d'en exposer les traits principaux. Son emploi d'autre part est encore très général à l'heure actuelle et il est donc indispensable de la connaître pour pouvoir comprendre de nombreuses notes de calculs ou publications techniques. Son champ d'application ensuite dépasse nettement sous certains aspects celui du schéma de Boussinesq, on peut même dire que dans certains cas (on le verra plus loin) cette méthode est le seul procédé utilisable. Elle met enfin en œuvre un procédé de raisonnement que l'on retrouve dans bien d'autres problèmes de mécanique des sols.

Lors de la rupture, une fissure s'ouvre dans le remblai et sépare une masse de terre qui suit le mur dans son déplacement, c'est le coin de glissement dont Coulomb étudie l'équilibre, d'où le nom de théorie du coin de Coulomb donné à la méthode. Coulomb admet tout d'abord que la ligne de glissement qui limite le coin est une ligne droite, on a vu plus haut que cette hypothèse est grossièrement vérifiée la plupart du temps ; pour Coulomb, il s'agit là d'une hypothèse simplificatrice : « *La simplicité des résultats que donne cette supposition, la facilité de leur application à la pratique, le désir d'être utile et entendu des artistes, sont les raisons qui nous ont décidé* » dit-il dans son mémoire.

On considère donc un mur de soutènement rectiligne $AB$ et l'on trace une ligne droite $BC$, ligne de glissement hypothétique (Fig. VI-3). On suppose également que le massif est pulvérulent et homogène et que la surface libre n'est pas chargée. Le coin $ABC$ est soumis à l'action de trois forces : le poids $W$ des terres, la résultante $F$ des efforts de frottement le long de la ligne de glissement $BC$ et la réaction $E$ de l'écran $AB$ sur le massif. La somme géométrique de ces trois forces doit être nulle puisque le coin est en équilibre ; or $W$ est connu ainsi que les directions de $E$ et $F$ ($E$ doit faire un angle $\delta$ avec la normale au parement rectiligne $AB$, $F$ doit faire un angle $\varphi$ avec la normale à la ligne de glissement rectiligne $BC$). Il s'ensuit que l'on peut déterminer aisément l'intensité de $E$. A chaque position de la ligne $BC$, on peut donc faire correspondre une valeur de l'intensité $E$ de la réaction de l'écran qui assure l'équilibre du coin. Parmi toutes ces valeurs de l'intensité de $E$, il en est une $P$ qui est plus grande que les autres (l'existence de cet extremum est assurée puisque l'intensité de $E$ est nulle lorsque $BC$ est confondu avec $BA$ et lorsque $BC$ fait un angle $\varphi$ avec l'horizontale). Cette valeur $P$ du maximum est celle de la poussée des terres et la position correspondante de la ligne $BC$ est celle de la ligne de glissement réelle. En effet, si rupture il doit y avoir, elle se manifestera par l'apparition du coin de glissement qui nécessite pour son équilibre le plus grand soutien, c'est-à-dire la plus grande réaction de l'écran. Le problème est donc résolu en utilisant deux des trois équations qui expriment que le système de forces agissant sur le coin est équivalent à zéro (on ne s'est servi que de la résultante du système sans s'occuper des moments) et en y associant une condition de maximum. On retrouve fréquemment ce procédé de raisonnement en mécanique des sols.



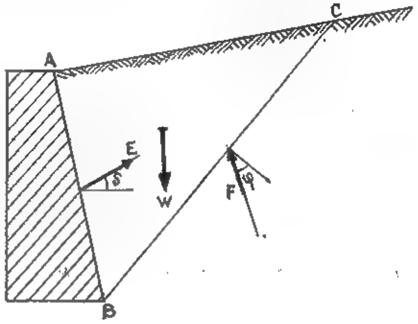



Fig. VI-3. — Coin de Coulomb.

La détermination de la poussée nécessite donc la recherche d'un maximum, alors que la notion de poussée est liée à l'idée d'équilibre inférieur. Il y a là un pseudo-paradoxe facile à lever si l'on comprend bien que dans la méthode de Coulomb on compare entre eux des équilibres hypothétiques tous limites, alors que la poussée se présente comme un équilibre inférieur par rapport à des équilibres réels élastiques. Dans un cas, la poussée correspond au plus défavorable des équilibres hypothétiques, dans l'autre elle correspond au plus favorable des équilibres réels.

**Formule de Poncelet.**

On a supposé, jusqu'à présent, le massif pulvérulent et homogène et l'écran $AB$ rectiligne ; si de plus le terre-plein est également rectiligne et non surchargé, on peut conduire le calcul jusqu'au bout, on se trouve d'ailleurs dans les conditions d'utilisation du schéma de Boussinesq, ce qui permettra une confrontation des résultats. La figure VI-4 montre les éléments de la démonstration :

— l'écran $AB$,
— le terre-plein $AT$,
— la ligne de glissement possible $BC$, qui fait un angle $\varpi$ avec l'horizontale,
— une ligne auxiliaire $BD$ qui fait un angle $\varphi$ avec l'horizontale,
— la direction $BS$ qui fait avec la ligne $BD$ l'angle $\psi$ connu que $E$ fait avec la verticale.

On mène par $A$ et $C$ des parallèles à la direction $BS$ qui coupent $BD$ respectivement en $K$ et $g$. On voit sans peine que le triangle $BCg$ est semblable au triangle des forces $FEW$, ce qui permet d'écrire :

$$\frac{E}{W} = \frac{Cg}{Bg}$$

or

$$W = \frac{\gamma}{2} h . AC$$

$$Cg = AK \cdot \frac{Dg}{DK}$$

$$AC = Kg \cdot \frac{AD}{DK}$$

donc

$$E = \frac{1}{2} \gamma h \cdot \frac{AD.AK}{DK^2} \cdot \frac{Kg.Dg}{Bg}.$$

En posant $BD = a$, $BK = b$, $Bg = x$, on a finalement

$$E = \frac{1}{2} \gamma h \frac{AD.AK}{DK^2} \cdot \frac{(x-b)(a-x)}{x}$$

où seul $x$ est variable quand $\varpi$ varie, c'est-à-dire quand $BC$ prend les différentes positions possibles.

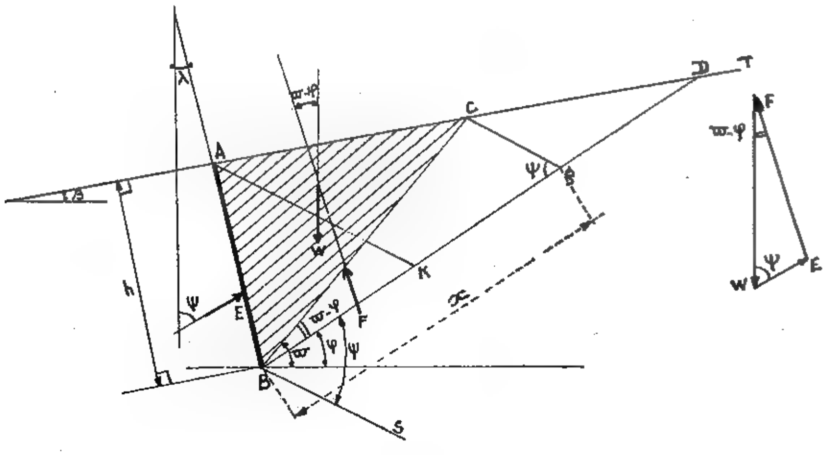



FIG. VI-4. — Formule de Poncelet.



L'expression $\frac{(x-b)(a-x)}{x}$ passe par un maximum pour $x = \sqrt{ab}$, elle a alors pour valeur $(\sqrt{a} - \sqrt{b})^2$. Le calcul des différentes longueurs $h$, $AD$, $AK$... en fonction de $AB = l$ et des angles $\beta$, $\lambda$, $\varphi$ et $\delta$ ne présente aucune difficulté, mais il est fastidieux. On obtient en fin de compte

$$E_{max} = P = k_\gamma \gamma \frac{l^2}{2}$$

avec $$k_\gamma = \frac{\cos^2(\varphi - \lambda)}{\cos(\lambda + \delta)} \cdot \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\lambda + \delta)\cos(\beta - \lambda)}}\right]^2}.$$

On voit que cette formule, appelée formule de Poncelet, ressemble énormément à celle de Boussinesq. Dans les deux formules d'ailleurs, le coefficient de poussée $k_\gamma$ ne dépend que des quatre angles $\beta$, $\lambda$, $\varphi$ et $\delta$. La figure VI-5 montre les différentes valeurs du rapport $\frac{k_\gamma \text{ (Boussinesq)}}{k_\gamma \text{ (Coulomb)}}$ en fonction de $\lambda$ pour $\varphi = \delta = 30°$ et $\beta = -30°$, 0 et 30°.

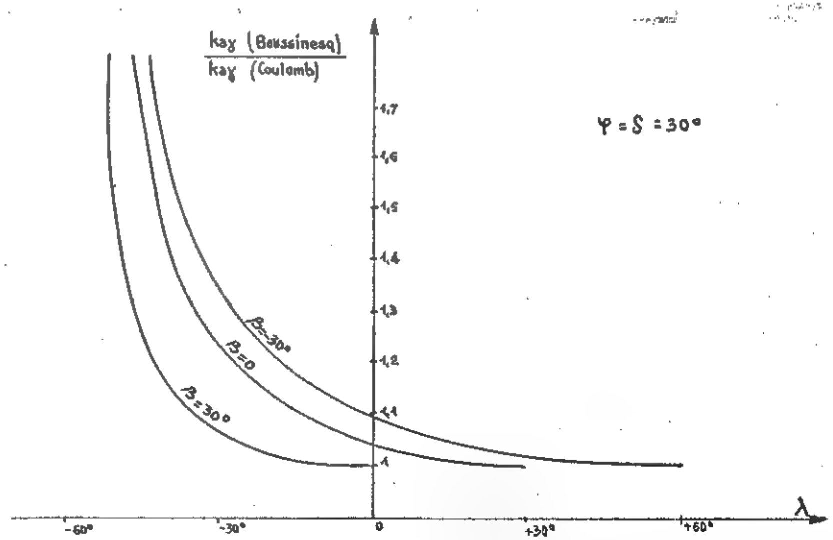



FIG. VI-5. — Rapport des coefficients de poussée de Coulomb et de Boussinesq.

Pour un écran vertical, l'écart n'atteint pas 10 % ; cet écart est encore plus faible si le mur a du fruit, par contre si le mur est en surplomb, la ligne de glissement réelle diffère assez sensiblement d'une ligne droite et l'écart augmente (il faut se rappeler toutefois que les surplombs dépassent rarement 20 cm par mètre, soit $\lambda = -11{,}5°$). Ces résultats sont très généraux quel que soit $\varphi$ ;

toutefois, la différence entre les deux valeurs du coefficient $k_y$ est plus marquée lorsque $\delta$ est négatif.

En conclusion, lorsque $\beta$, $\lambda$ et $\delta$ sont positifs, les résultats obtenus par la méthode de Coulomb sont pratiquement identiques à ceux que l'on trouve à partir des tables de Caquot et Kérisel. En dehors de ce domaine, l'emploi de la méthode de Coulomb peut conduire à des valeurs assez éloignées de la réalité.

### 6.2.3 Détermination graphique de la poussée. Construction de Culmann.

La méthode de Coulomb se prête à une détermination graphique de la poussée ; plusieurs procédés ont été mis au point, on exposera ci-dessous la construction de Culmann.

On se place tout d'abord dans les conditions limitatives de la formule de Poncelet. La construction se fait avec les lignes auxiliaires *BD* et *BS* qui ont servi pour la démonstration de cette formule. Par le point *C*, on mène une parallèle à *AB* qui coupe *BD* en *d*, par *d* on mène une parallèle à *BS* qui coupe *BC* en *e* (Fig. VI-6). Le triangle *Bed* est semblable au triangle des forces *FEW*,

donc
$$\frac{E}{W} = \frac{ed}{Bd};$$

comme
$$W = \frac{\gamma}{2} hAC$$

$$E = \frac{\gamma}{2} h \cdot \frac{AC}{Bd} \cdot ed .$$

Or, quand *C* varie, le rapport $\frac{AC}{Bd}$ reste constant, donc *ed* reste proportionnel à *E*, le maximum de *E* sera aussi celui de *ed*. Quand *C* décrit le segment *AD*, le point *e* décrit la courbe *BeD* appelée courbe de Culmann, la valeur maxi-

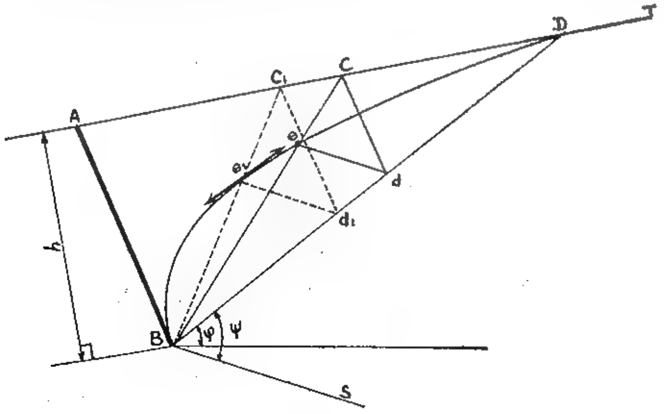



FIG. VI-6. — Construction de Culmann.



male $e_1\,d_1$ de *ed* correspond au point $e_1$ pour lequel la tangente à la courbe de Culmann est parallèle à *BD*. La détermination graphique du point $e_1$ permet donc de calculer la poussée *P*.

La construction du point *d* a uniquement pour but de placer commodément sur *BD* un segment *Bd* de longueur proportionnelle au poids *W* du coin de glissement. On pourrait donc aussi bien graduer la ligne *BD* en forces à partir de *B* avec une échelle arbitraire, calculer le poids *W* du coin et placer enfin le point *d* correspondant. Cette manière de faire, qui n'a aucun intérêt dans le cas particulier, permet d'appliquer la méthode de Culmann lorsque le terre-plein n'est plus rectiligne ou lorsque le massif n'est plus homogène à condition que l'angle $\varphi$ soit constant. On verra plus loin que cette possibilité confère une très grande généralité à la méthode de Culmann. Dans ces derniers cas, il y a souvent intérêt pour rendre les constructions plus lisibles à dessiner la courbe de Culman à part.

### 6.2.4 Poussée supplémentaire due aux surcharges.

Il est nécessaire dans la pratique de savoir calculer la poussée des terres dans des cas plus complexes que celui qui a été évoqué dans les paragraphes précédents. Dans toute la fin de cet article, on exposera des procédés de calcul (numériques ou graphiques) qui permettent de s'affranchir d'une ou de plusieurs des cinq conditions limitatives rencontrées précédemment.

On étudiera d'abord le cas d'un massif pulvérulent et homogène limité par un écran et une surface libre rectilignes, mais cette surface libre supportera maintenant une surcharge uniforme d'intensité *q*. La méthode de Coulomb permet de résoudre très simplement le problème lorsque la surcharge est verticale (Fig. VI-7).

Le coin *ABC* est toujours soumis à trois forces, mais au lieu du poids *W* des terres, il faut maintenant prendre en considération le poids $W_1$ des terres et de la surcharge.

On a :

$$W_1 = W + q.AC$$

soit :

$$W_1 = \left(\frac{1}{2}\gamma h + q\right) AC$$

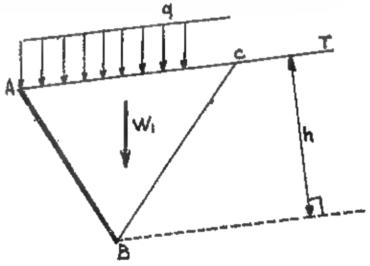



FIG. VI-7. — Remblai surchargé.

que l'on peut écrire

$$W_1 = \frac{1}{2}\gamma_1 \, hAC$$

avec
$$\gamma_1 = \gamma + \frac{2\,q}{h}.$$

Autrement dit, tout se passe comme si le coin n'était pas chargé mais avait un poids volumique fictif $\gamma_1$. On trouvera par conséquent la même position de la ligne de glissement réelle et la même expression pour la poussée. On aura une poussée totale

$$P_1 = k_\gamma \gamma_1 \frac{l^2}{2} = k_\gamma \gamma \frac{l^2}{2} + k_\gamma \frac{l}{h} \cdot ql\,.$$

Si l'on remarque que $k_\gamma \gamma \frac{l^2}{2}$ est la poussée du terrain non surchargé et que $\frac{h}{l}$ est constant quand $l$ varie et égal à $\cos(\beta - \lambda)$, on a finalement pour la poussée supplémentaire due aux surcharges l'expression

$$\frac{k_\gamma}{\cos(\beta - \lambda)} \cdot q.l\,.$$

On voit s'introduire un nouveau coefficient de poussée

$$k_q = \frac{k_\gamma}{\cos(\beta - \lambda)}$$

pour la transmission des surcharges.

Il est remarquable que l'effet des surcharges puisse être ainsi séparé de l'effet du poids du terrain et que la poussée totale résulte de l'addition pure et simple de la poussée du terrain non surchargé et d'une poussée supplémentaire qui ne dépende pas du poids du terrain mais seulement de son frottement interne ainsi que, bien entendu, de l'intensité de la surcharge. On trouverait un résultat analogue dans l'étude de l'équilibre de Rankine. La simplicité de ce résultat provient de ce que le réseau des lignes de glissement du milieu pesant non surchargé se confond avec celui du milieu non pesant surchargé, puisque l'on a supposé à la fois la surcharge verticale et les lignes de glissement rectilignes.

La méthode de Sokolovski (cf. article 5.5) permet en principe de résoudre numériquement le problème en toute généralité, mais cette méthode est beaucoup trop dispendieuse pour la pratique courante. Les formules auxquelles cette méthode conduit montrent bien qu'il n'est pas possible théoriquement de séparer l'influence du poids propre de celle de la surcharge, on ne peut donc pas généraliser le résultat obtenu plus haut par la méthode de Coulomb pour une surcharge verticale. En examinant cette question de plus près, on constate que l'équilibre limite d'un massif pesant et surchargé ne peut résulter de l'addition de deux équilibres limites plus simples (celui d'un massif pesant non surchargé et celui d'un massif non pesant surchargé) que si les lignes de glissement des deux équilibres limites composants sont identiques. Ce n'est évidemment pas le cas des lignes de glissement des équilibres de Boussinesq et de Prandtl. Toutefois, dans la mesure où ces lignes de glissement sont assez voisines, la



superposition des deux états d'équilibre simple donnera une valeur approchée de l'état d'équilibre réel. On écrit donc quelle que soit l'obliquité de la surcharge

$$\boxed{P_1 = k_\gamma \gamma \frac{l^2}{2} + k_q\, ql}$$

formule dans laquelle les coefficients $k_\gamma$ et $k_q$ sont ceux des équilibres de Boussinesq et Prandtl. Cette expression donne une approximation de l'intensité de la poussée d'autant meilleure que les directions de glissement dans ces deux équilibres sont plus voisines. Ce sera le cas en particulier pour une surcharge verticale lorsque $\beta$, $\lambda$ et $\delta$ sont positifs. Dans ce dernier cas, on peut d'ailleurs admettre que les coefficients $k_\gamma$ et $k_q$ sont alors liés par la formule

$$k_\gamma = k_q . \cos(\beta - \lambda)$$

que l'on a démontrée dans l'hypothèse de Coulomb.

Pour déterminer le point d'application de la poussée, dont on vient de calculer l'intensité, il suffit de se rappeler que la distribution des contraintes sur l'écran résulte de l'addition d'une distribution triangulaire ($k_\gamma . \gamma r$) et d'une distribution uniforme ($k_q . q$). La figure VI-8 précise cette question.

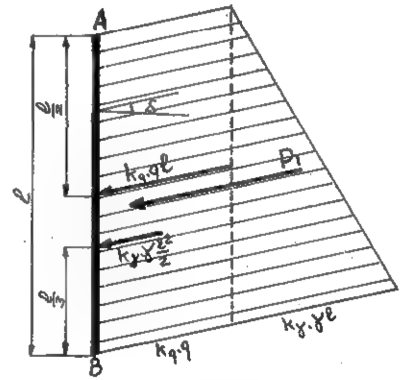
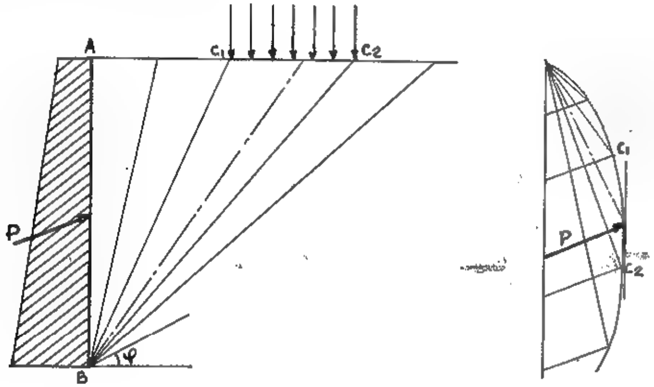



FIG. VI-8. — Répartition des contraintes le long des murs (milieu pulvérulent).

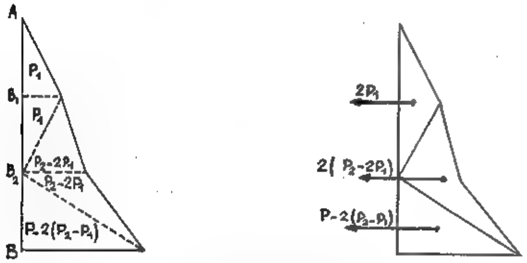
Lorsque la distribution de la surcharge sur la surface libre n'est pas uniforme, le problème est plus complexe. La méthode de Coulomb permet, en utilisant un procédé graphique (la construction de Culmann par exemple) d'obtenir la valeur de la poussée. La figure VI-9 donne un exemple lorsque la surface libre supporte une surcharge en forme de bande. Il est nécessaire d'essayer les lignes de glissement $BC_1$ et $BC_2$ qui correspondent aux bords de la bande chargée ; pour ces deux lignes $BC_1$ et $BC_2$, la ligne de Culmann présente un

point anguleux. La méthode réussit aussi si la surcharge se réduit à une ligne de charge. On voit que la méthode de Culmann, ou méthode du coin de glissement est extrêmement puissante. Elle donne encore la solution lorsque la surface libre n'est pas rectiligne. C'est pourquoi Huntington, auteur d'un important traité sur les murs de soutènement, a pu écrire :

« La seule limitation de cette méthode est que la ligne de glissement soit rectiligne ou si voisine de la ligne droite que l'hypothèse de sa linéarité n'introduise pas d'erreurs notables. Cette condition est satisfaite quand on calcule des poussées. Il n'y a pas besoin d'utiliser d'autres méthodes pour le calcul des murs de soutènement. »




*a)* Intensité de la poussée.




*b)* Point d'application de la poussée.

FIG. VI-9. — Méthode de Culmann (cas général).

Il convient de noter que la méthode de Coulomb ne donne que l'intensité de la poussée, il reste à préciser son point d'application, ou ce qui revient au même, la distribution des contraintes sur l'écran. On peut souvent admettre *a priori* que la poussée s'exerce au tiers de la hauteur ; si cette hypothèse paraît peu vraisemblable, on utilisera le procédé suivant illustré par la figure VI-9 *b*.



On divise le parement $AB$ en un certain nombre de segments égaux (3 en général), $AB_1$, $B_1 B_2$, $B_2 B$ et l'on admet que la répartition des contraintes est linéaire sur chacun de ces segments. Pour déterminer cette répartition, on calcule par la méthode de Coulomb la poussée qui s'exercerait si le parement était limité au segment $AB_1$, soit $P_1$, ou au segment $AB_2$, soit $P_2$. On connaît déjà la poussée $P$ qui s'exerce sur le parement $AB$. La répartition des contraintes a donc pour résultante $P_1$ sur $AB_1$, $P_2 - P_1$ sur $B_1 B_2$ et $P - P_2$ sur $B_2 B$. Le calcul des contraintes en $B_1$, $B_2$ et $B$ s'effectue alors facilement de proche en proche. Il est d'ailleurs inutile de faire ce calcul, comme le montre la figure VI-9 *b*, si l'on cherche seulement à préciser le point d'application de $P$, il suffit de diviser le diagramme des contraintes en triangles judicieusement choisis et de prendre les moments par rapport à $B$.

### 6.2.5 Massifs stratifiés et murs à redans.

Jusqu'à maintenant, les massifs que l'on a étudiés étaient homogènes. Là encore, l'hypothèse est trop restrictive. Il suffit en particulier de la présence d'une nappe phréatique pour que l'on soit obligé de distinguer le terrain déjaugé du terrain sec.

Les massifs stratifiés, formés d'une superposition de couches horizontales homogènes, constituent un cas particulier assez fréquent de terrains hétérogènes.

Pour calculer la poussée exercée par de tels massifs, on néglige les efforts de cisaillement à la limite de chaque couche et l'on admet que les contraintes exercées par chacune des couches sur l'écran sont égales aux contraintes que cette couche exercerait si elle était seule et si sa surface supportait une surcharge égale au poids des couches supérieures augmenté éventuellement de la surcharge réellement appliquée sur la surface libre.

La figure VI-10 donne un exemple d'un tel milieu (on a calculé la distribution des composantes horizontales des contraintes). On remarquera que le diagramme des contraintes est pratiquement continu à la limite des couches 1 et 2 ou des couches 4 et 5. En effet, l'angle de frottement interne et l'obliquité de la contrainte sur l'écran ne varient pas, dans ce cas, d'une couche à l'autre ; seul change le poids volumique. Or, l'intensité de la contrainte à la base de la première couche est égale à :

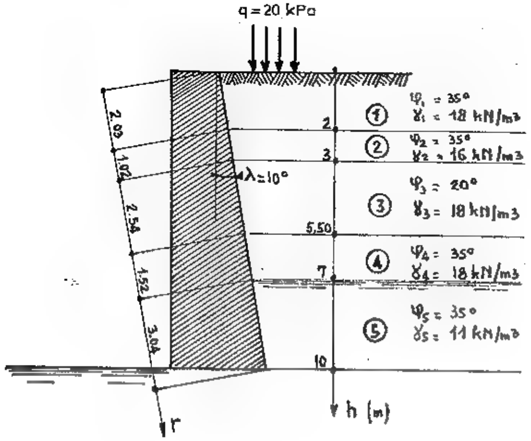
$$e_1 = k_\gamma \gamma_1 r_1 + k_q . q$$

tandis que la contrainte à la partie supérieure de la deuxième couche, avec les hypothèses faites est égale à

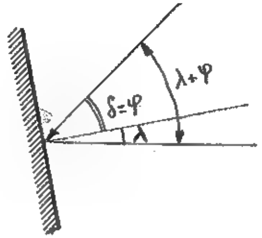
$$e_2 = k_q(q + \gamma_1 h_1) = k_q . \gamma_1 h_1 + k_q . q = (k_q \cos \lambda) \gamma_1 r_1 + k_q . q .$$

Ces deux valeurs de $e_1$ et $e_2$ sont égales si $k_\gamma = k_q . \cos \lambda$.

On a vu plus haut que cette formule était pratiquement vérifiée, c'est pourquoi le diagramme des contraintes est continu à la limite des couches 1 et 2.




*a) Eléments du problème.*




*b) Direction des contraintes.*

| $\varphi$ | Couche | $k_\gamma$ (1) | $k_\gamma \cos(\lambda + \varphi)$ | $k_q$ (2) | $k_q \cos(\lambda + \varphi)$ |
|---|---|---|---|---|---|
| 20° | 3 | 0,500 | 0,433 | 0,51 | 0,44 |
| 35° | 1, 2, 4 et 5 | 0,333 | 0,235 | 0,34 | 0,24 |
| 0° | eau | 1 | 0,985 | — | — |

(1) Tables de Caquot-Kérisel. (2) Tables de l'Herminier et Absi.

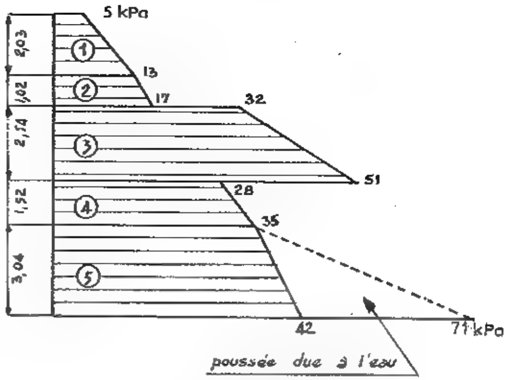
*c) Coefficients de poussée.*

| | |
|---|---|
| 0,24 × 20 = 4,80 | ............. 4,80 |
| 0,235 × 18 × 2,03 = 8,59 | 4,80 + 8,59 = 13,39 |
| 0,24(20 + 2 × 18) = 13,44 | ............. 13,44 |
| 0,235 × 16 × 1,02 = 3,84 | 13,44 + 3,84 = 17,28 |
| 0,44(20 + 2 × 18 + 1 × 16) = 31,68 | ............. 31,68 |
| 0,433 × 18 × 2,54 = 19,80 | 31,68 + 19,80 = 51,48 |
| 0,24(20 + 4,5 × 18 + 16) = 28,08 | ............. 28,08 |
| 0,235 × 18 × 1,52 = 6,43 | 28,08 + 6,43 = 34,51 |
| 0,24(20 + 6 × 18 + 16) = 34,56 | ............. 34,56 |
| 0,235 × 11 × 3,04 = 7,86 | 34,56 + 7,86 = 42,42 |
| 0,985 × 9,8 × 3 = 28,96 | 42,42 + 28,96 = 71,38 |

*d) Calcul des composantes horizontales des contraintes* en kPa

FIG. VI-10. — Poussée d'un massif stratifié.






*e) Diagramme de la distribution des composantes horizontales des contraintes.*

FIG. VI-10 (*suite*). — Poussée d'un massif stratifié.

On notera l'influence de la valeur de l'angle $\varphi$ sur la poussée (couche n° 3). L'intensité de la composante horizontale de la poussée dans le cas de la figure 10 est égale à l'aire hachurée du diagramme VI-10 *e*.

Comme on l'a rappelé plus haut, la présence d'une nappe phréatique dans un massif homogène impose la considération de deux couches distinctes, il faut séparer le milieu sec de celui qui est saturé par la nappe. En effet, la théorie de l'équilibre plastique utilisée pour le calcul de la poussée ne peut s'appliquer qu'aux contraintes effectives (cf. § 2.3.1), le poids volumique à prendre en compte pour le massif situé sous la nappe phréatique est donc le poids volumique déjaugé. Par contre, le mur supporte à la fois la poussée due aux grains, calculée comme il vient d'être dit, et la poussée due à l'eau résultant de la pression hydrostatique qu'il convient d'ajouter aux efforts précédents. On en trouvera une application pour la couche 5 de la figure VI-10.

Le problème est plus compliqué lorsque l'eau n'est pas en équilibre, par exemple s'il s'agit de l'écoulement au travers du massif vers un élément drainant de l'eau provenant d'une forte pluie. Il faut alors déterminer le réseau des équipotentielles et des lignes de courant. On trouvera facilement, dans un ouvrage spécialisé, la marche à suivre dans ce cas.

Les murs de soutènement gravitaires n'ont pas, dans de nombreux cas, un parement intérieur rectiligne. Le profil à redans représenté sur la figure VI-1 est assez fréquent. Pour calculer un tel mur, deux méthodes sont possibles.

On peut d'abord remplacer le parement réel par un parement rectiligne fictif (Fig. VI-11 *a*) et admettre que les triangles de terrain limités par les redans et le parement fictif font corps avec le mur ; dans ce cas, on pourra prendre $\delta = \varphi$ puisque le terrain frotte sur lui-même.

On peut aussi calculer le mur redan par redan (Fig. VI-11 *b*). Dans ce cas,

on doit introduire éventuellement des limites de stratification supplémentaires dans le massif pour qu'à chaque redan, on passe d'une couche à une autre. Il est bien certain que le massif au voisinage de la paroi n'est pas en équilibre limite. Comme on utilise néanmoins la théorie de la plasticité pour calculer la poussée, il sera prudent dans ce cas de prendre $\delta = 0$.

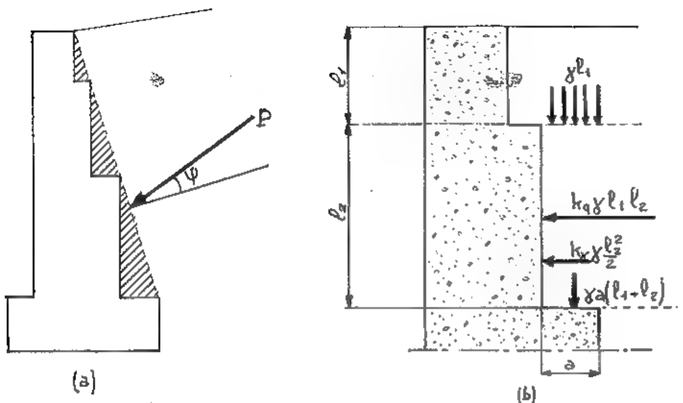



FIG. VI-11. — Calcul d'un mur à redans.

On admet d'autre part que la contrainte sur la partie horizontale du redan est égale au poids du terrain qu'il supporte. Les deux procédés indiqués conduisent à des résultats sensiblement équivalents, ce qui justifie la deuxième manière de faire. On peut aussi adapter la méthode de Culmann au cas d'un parement intérieur non rectiligne, on se contentera d'évoquer ici cette possibilité.

### 6.2.6 Influence de la forme du terre-plein.

Lorsque la surface libre n'est pas rectiligne, l'utilisation directe des formules de Boussinesq n'est plus possible. On a indiqué dans le paragraphe 6.2.3 comment la méthode de Culmann permettait de résoudre la question.

On peut toutefois avoir une idée de l'allure de la distribution des contraintes grâce à la construction représentée sur la figure VI-12 lorsque la surface libre a une forme assez simple. Cette construction constitue d'ailleurs un procédé approximatif et rapide de détermination de la poussée.

Au voisinage de la tête du mur, la distribution des contraintes *aa'* est évidemment la même que celle qui règne dans le cas d'un terre-plein rectiligne *ACT'*. La pente de la droite *aa'* doit être déterminée à l'aide du coefficient de poussée correspondant à un talus faisant un angle $\beta$ avec l'horizontale.



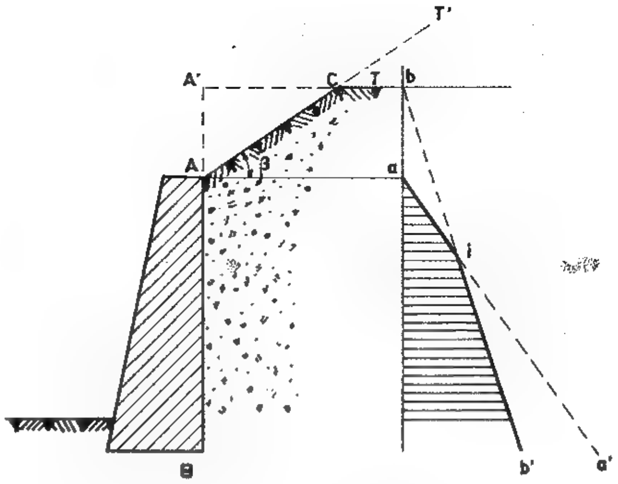



FIG. VI-12. — Détermination sommaire de la poussée dans le cas d'un terre-plein non rectiligne.

A une certaine profondeur par contre, tout se passe comme si le mur avait son sommet en *A'* et si le terre-plein horizontal *CT* régnait jusqu'en *A'*. La distribution des contraintes le long du parement est représentée dans ce cas par *bb'*. La pente de la droite *bb'* doit être déterminée à l'aide du coefficient de poussée correspondant à une surface libre horizontale ($\beta = 0$).

La distribution réelle est inconnue ; compte tenu de ce que l'on vient de dire plus haut, elle ne doit pas finalement s'écarter beaucoup du diagramme *aib'* que l'on pourra donc adopter comme première approximation. Les figures VI-13

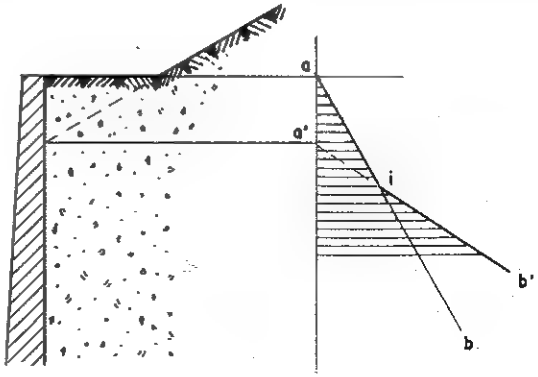



FIG. VI-13. — Exemple de terre-plein non rectiligne.

et VI-14 donnent d'autres exemples de détermination sommaire de la poussée lorsque le terre-plein prend la forme d'une ligne brisée. On trouvera dans le paragraphe 6.4.2 des indications sur la manière de résoudre le même type de question par une autre approche.

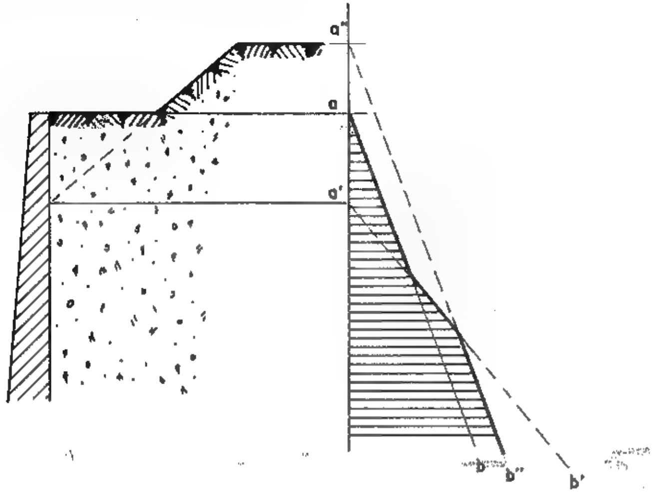



FIG. VI-14. — Autre exemple de terre-plein non rectiligne.

### 6.2.7 Poussée d'un massif cohérent.

Dans les paragraphes précédents, on a uniquement considéré des massifs pulvérulents. On va étudier maintenant les massifs doués de cohésion. On précisera tout d'abord les conditions du contact entre le massif et l'écran.

Si $\sigma$ et $\tau$ sont les composantes de la contrainte agissant sur l'écran en l'un de ses points, on a dans le cas des massifs pulvérulents

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \delta .$$

Lorsque $\delta = 0$, l'écran est dit parfaitement lisse.

Lorsque $\delta = \varphi$, l'écran est dit parfaitement rugueux.

Pour un massif doué de cohésion, il faut faire intervenir en plus l'adhérence $a$ entre le massif et l'écran ; on doit alors avoir

$$\tau = a + \sigma \operatorname{tg} \delta \qquad \text{avec} \quad |a| \leqslant c .$$

Comme l'obliquité $\delta$, $a$ est une donnée physique du problème ; néanmoins on admettra pour la simplicité des calculs que

$$\frac{a}{c} = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \varphi}$$



On définit maintenant un écran parfaitement lisse par la condition

$$\tau = 0 , \quad \text{c'est-à-dire} \quad \delta = a = 0 ,$$

et un écran parfaitement rugueux par la condition

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi , \quad \text{c'est-à-dire} \quad \delta = \varphi , \quad a = c .$$

On vérifie bien, dans ces deux cas particuliers importants, la relation

$$\frac{a}{c} = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \varphi} .$$

L'utilisation du théorème des états correspondants (cf. § 5.5.2) va donner la solution. Il faut chercher en premier lieu la forme des conditions sur les frontières. Pour la surface libre, le problème a déjà été traité dans le chapitre V lorsque la surcharge est uniforme.

Pour l'écran, on a

$$\tau = a + \sigma \operatorname{tg} \delta$$

soit

$$\tau' = a + (\sigma' - H) \operatorname{tg} \delta = \sigma' \operatorname{tg} \delta + a - H \operatorname{tg} \delta = \sigma' \operatorname{tg} \delta .$$

La contrainte fictive $(\sigma', \tau')$ sur l'écran a une obliquité constante égale à $\delta$. On ne se dissimulera pas que ce résultat très simple n'a été obtenu que grâce à l'hypothèse faite sur la valeur de l'adhérence $a$.

Puisque l'obliquité de la contrainte fictive est égale à $\delta$ sur l'écran, on est ramené très exactement aux problèmes traités dans les paragraphes précédents.

On supposera d'abord que le milieu est homogène et non pesant et que la surface libre est horizontale et supporte une surcharge de densité uniforme $q$. La composante normale de la contrainte fictive sur l'écran est alors égale à

$$K_q(q + H)$$

où $K_q$ est le coefficient de poussée des milieux non pesants, relatif à $\beta - \lambda = -\lambda$, $\alpha_0 = 0$, $\varphi$ et $\delta$. La composante normale de la contrainte réelle vaut donc

$$\sigma = \sigma' - H$$

soit :

$$\sigma = K_q . q - (1 - K_q) H = K_q . q - \frac{1 - K_q}{\operatorname{tg} \varphi} . c .$$

En introduisant un nouveau coefficient de poussée

$$K_c = \frac{1 - K_q}{\operatorname{tg} \varphi}$$

coefficient qui dépend des mêmes angles que $K_q$, on a finalement

$$\boxed{\sigma = K_q . q - K_c . c}$$

et bien sûr $\tau = a + \sigma \operatorname{tg} \delta$.

**Contraintes de frottement et d'adhérence.**

La décomposition directe de la contrainte sur l'écran en composantes normale et tangentielle n'est pas commode, dans ce cas particulier, on préfère distinguer : d'une part, une contrainte de frottement d'obliquité $\delta$ et d'intensité

$$e = \frac{\sigma}{\cos \delta}$$

d'autre part, une contrainte d'adhérence dans le plan de la facette et d'intensité $a$.

Si $(\sigma_1, \tau_1)$ sont les composantes de la contrainte de frottement et $(\sigma_2, \tau_2)$ celles de la contrainte d'adhérence, on a

$$\sigma_1 = \sigma\,, \quad \tau_1 = \sigma \operatorname{tg} \delta$$

$$\sigma_2 = 0\,, \quad \tau_2 = a$$

et par conséquent on vérifie bien que

$$\sigma = \sigma_1 + \sigma_2$$

$$\tau = \tau_1 + \tau_2\,.$$

La contrainte sur l'écran est la somme géométrique des contraintes de frottement et d'adhérence.

L'intensité de la contrainte de frottement est

$$e = k_q . q - k_c . c$$

avec $$k_c = \frac{K_c}{\cos \delta} = \frac{\dfrac{1}{\cos \delta} - k_q}{\operatorname{tg} \varphi}\,.$$

L'influence de la cohésion se traduit donc par l'apparition d'un terme soustractif $- k_c\, c$ dans l'intensité de la contrainte de frottement et par l'existence d'une contrainte d'adhérence.



Lorsque le terrain est pesant, on se heurte aux mêmes difficultés que dans le cas des milieux pulvérulents. La superposition des états d'équilibre n'est pas possible en principe, mais elle donne des résultats très suffisamment approchés. L'intensité de la contrainte de frottement sur l'écran s'écrira donc finalement :

$$\boxed{e = k_\gamma\, \gamma r + k_q\, q - k_c\, c}\,.$$

Il en va de même lorsque la surface libre n'est pas horizontale et lorsque la surcharge $q$ n'est pas verticale. Il faudrait cette fois faire la somme géométrique de la surcharge $q$ d'obliquité $\alpha_0$ et de la surcharge normale $H$ (qui ne sont pas parallèles en général). On préfère superposer trois états d'équilibre pour le calcul de la contrainte fictive totale et l'on aboutit toujours à la formule

$$e = k_\gamma . \gamma r + k_q . q - k_c . c$$

$k_q$ correspond aux valeurs $\beta - \lambda$, $\alpha_0$, $\varphi$ et $\delta$ des paramètres

et $$k_c = \frac{\dfrac{1}{\cos \delta} - k'_q}{\operatorname{tg} \varphi}$$

mais $k'_q$ correspond aux valeurs $\beta - \lambda$, 0, $\varphi$ et $\delta$.

**Influence des fissures de tractions.**

La figure VI-15 montre la distribution de la contrainte de frottement sur l'écran lorsque la surcharge $q$ est trop faible pour que $k_q . q - k_c . c$ soit positif. On constate que jusqu'à la distance $l_0$ de l'arête définie par :

$$l_0 = \frac{k_c . c - k_q . q}{k_\gamma . \gamma}$$

le massif exerce sur l'écran des contraintes de traction.

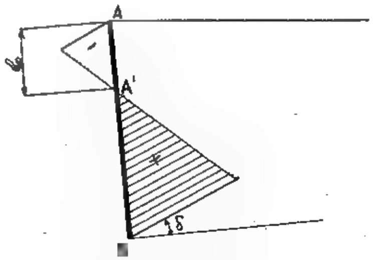


FIG. VI-15. — Répartition des contraintes le long d'un mur (milieu cohérent).

Il est donc possible qu'une fissure s'ouvre entre le massif et l'écran, aussi pour des raisons de sécurité, néglige-t-on en général ces efforts de traction du massif sur l'écran, ainsi bien entendu que les efforts d'adhérence correspondants.

La poussée d'un massif cohérent est donc équivalente dans ce cas à un ensemble de deux forces (Fig. VI-16)

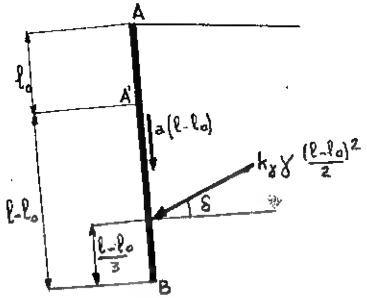



FIG. VI-16. — Poussée due à un terrain cohérent.

— une force d'obliquité $\delta$, d'intensité $k_\gamma \, \gamma \, \frac{(l - l_0)^2}{2}$ appliquée au tiers inférieur du segment $A'B$,

— une force d'adhérence le long de l'écran d'intensité $a(l - l_0)$.

Lorsque $k_q \, q - k_c \, c$ est positif, la poussée résulte directement du diagramme des contraintes. Ces résultats s'appliquent sans modification à des remblais stratifiés, en faisant les mêmes hypothèses simplificatrices que pour les milieux pulvérulents.

L'existence de contraintes de traction dans la partie supérieure du massif conduit tôt ou tard à l'apparition de fissures dans le massif lui-même ainsi qu'au décollement du massif le long du mur sur une longueur qui peut d'ailleurs dépasser $l_0$. Pour prendre ces fissures en compte, on admet parfois que la partie supérieure du massif intéressée par les fissures agit comme une simple surcharge (Fig. VI-17) et l'on calcule ensuite normalement les contraintes dans la partie inférieure. Le point délicat de cette méthode consiste à évaluer la profondeur des fissures. On remarquera sur le diagramme des contraintes de la figure VI-15 que la résultante des efforts sur une longueur $2\,l_0$ à partir du point $A$ est nulle.

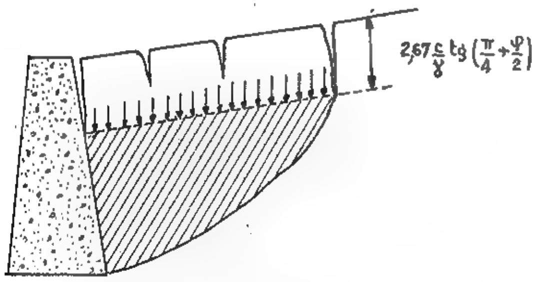



FIG. VI-17. — Fissures de traction dans un remblai cohérent.

Il est donc vraisemblable qu'un remblai cohérent puisse tenir sans soutènement sur une hauteur voisine de $2\,l_0$. C'est pourquoi on peut estimer que la profondeur réelle de la zone fissurée doit être comprise entre $l_0$ et $2\,l_0$.

Pour un écran vertical, on trouve

$$l_0 = 2 \frac{c}{\gamma} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$



quelle que soit la pente du terre-plein, si le massif est en équilibre de Rankine dans sa partie supérieure et si l'on néglige l'effet de la surcharge $q$ (qui peut ne pas être appliquée lorsque les fissures se forment).

Terzaghi propose de prendre dans ce cas pour valeur de la profondeur de la zone fissurée

$$2{,}67 \frac{c}{\gamma} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

soit environ $1{,}33\,l_0$.

En première approximation, on peut utiliser cette valeur, facile à calculer, quel que soit le fruit du mur.

On notera que cette manière de faire (assimiler la zone fissurée à une surcharge) donne un résultat pratiquement identique à la méthode indiquée plus haut illustrée par la figure VI-16, lorsque le terre-plein est horizontal et que l'on adopte la valeur $l_0$ pour profondeur de la fissure tout en tenant compte de la surcharge $q$. Pour le vérifier, il suffit de démarquer le raisonnement développé au début du paragraphe 6.2.5 sur la continuité du diagramme des contraintes à la limite de deux couches horizontales de même angle $\varphi$.

**Calcul de $k_c$ dans un cas particulier.**

A titre d'exercice, on va calculer directement la valeur du coefficient $k_c$ dans le cas particulier suivant : milieu sans frottement, terre-plein horizontal, écran vertical.

Si l'écran est parfaitement lisse, on voit immédiatement que le massif est en équilibre de Rankine et l'on vérifie facilement que $k_c = 2$.

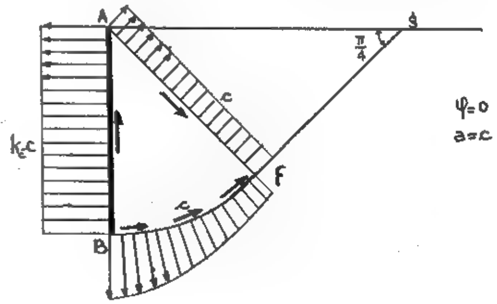



FIG. VI-18. — Calcul du coefficient de poussée $k_c$ (pour $\varphi = 0$).

Lorsque l'écran est parfaitement rugueux, la figure VI-18 montre la forme de la ligne de glissement : un arc de cercle $Bf$ de 45° centré en $A$ suivi d'une ligne droite $fg$ inclinée à 45° sur l'horizontale. On étudie l'équilibre du triangle curviligne $ABf$, et l'on calcule par rapport à $A$ le moment des forces qui s'exercent sur les trois côtés. Le long de $Af$, les composantes normale et tangentielle des contraintes sont égales à $c$ comme on peut le voir en étu-

diant l'équilibre du point $g$ qui est identique à l'équilibre régnant le long de $Af$ puisque $Afg$ est en équilibre de Rankine. Le moment par rapport à $A$ est dû aux contraintes normales, il est égal à $-\frac{c}{2}$ en prenant $AB$ pour unité.

De la même manière, on trouve que les efforts sur $AB$ introduisent un moment $\frac{k_c . c}{2}$. Le long de $Bf$, les contraintes normales passent par $A$, le moment des forces élémentaires correspondantes est donc nul, par contre les contraintes tangentielles introduisent un moment $-\frac{\pi}{4}c$ puisque $Bf$ a pour longueur $\frac{\pi}{4}$ avec l'unité choisie. On doit donc avoir finalement

$$-\frac{c}{2}+\frac{k_c . c}{2}-\frac{\pi}{4}c=0$$

soit

$$k_c = 1+\frac{\pi}{2} = 2{,}57\,.$$

La rugosité augmente de près de 30 % le coefficient de poussée.

## 6.3 STABILITÉ DES MURS-POIDS.

Comme on l'a indiqué plus haut, cinq forces agissent sur le mur :

— le poids du mur $G$,
— la sous-pression $S$ dont le calcul ne présente pas de particularité (tout au moins si l'eau est en équilibre),
— la butée $B$ que l'on néglige en général,
— la poussée des terres $P$ dont on vient d'exposer les principes du calcul,
— enfin la réaction $R$ du sol de fondation (Fig. VI-1).

Si le mur est en équilibre, l'ensemble de ces forces forme un système équivalent à zéro, cette condition permet de calculer la réaction $R$. Bien entendu, cette réaction doit être dirigée de bas en haut et son point de passage dans le plan de fondation doit tomber à l'intérieur de la maçonnerie, dans le cas contraire on ne saurait en effet trouver une distribution des contraintes dans le massif sous la fondation qui soit compatible avec cette réaction calculée $R$. Il faut alors vérifier la stabilité du mur à l'égard du renversement, à l'égard du glissement et s'assurer de la résistance du terrain de fondation. Il faut vérifier enfin que les efforts dans le fût du mur ne dépassent pas les valeurs permises.

### 6.3.1 Rotation ou renversement du mur.

Pour vérifier la stabilité du mur au renversement, on localise arbitrairement l'axe de rotation du mur au droit de l'arête extérieure de la fondation et l'on compare les moments par rapport à cet axe :



— d'une part de la « force stabilisante » qu'est le poids du mur ;
— d'autre part des « forces renversantes » que sont la poussée des terres et l'action de l'eau.

Le rapport de ces moments est le coefficient de stabilité au renversement qui ne doit pas descendre en dessous de 1,5. Cette méthode simple, parfaitement logique en apparence, soulève toutefois des critiques justifiées concernant la localisation de l'axe de rotation et la discrimination entre les forces stabilisantes et les forces renversantes, critiques qui laissent planer un doute sur la signification du résultat obtenu.

La pratique montre d'ailleurs qu'il est inutile de vérifier cette stabilité au renversement si la résultante $R$ du poids du mur et de la poussée des terres se trouve dans le tiers central de la base de la fondation. On précisera plus loin cette nouvelle condition.

### 6.3.2 Glissement du mur.

Le déplacement du mur par glissement sur le plan de sa fondation est la deuxième éventualité à envisager (Fig. VI-19).

Il faut comparer :

— la composante $T$ de la résultante $R$ dans le plan de la fondation (en général la composante horizontale),
— la résistance que le terrain de fondation est capable d'opposer au glissement, à savoir $aB + N \operatorname{tg} \delta$ ;

$B$ est la largeur de la fondation,

$N$ la composante de $R$ normale au plan de cette fondation,

$a$ et $\delta$ les caractéristiques d'adhérence et de frottement au contact du terrain de fondation et du mur.

Le coefficient de sécurité au glissement est alors égal à

$$\frac{aB + N \operatorname{tg} \delta}{T}\,.$$

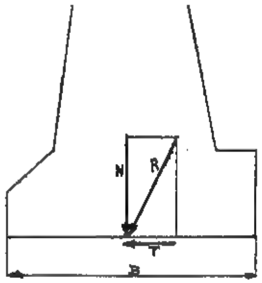


FIG. VI-19.
Sécurité au glissement.

Ce coefficient doit être au moins égal à 1,5 si l'on néglige, comme on l'a indiqué plus haut, l'action des terres à la gauche du mur. Si l'on tient compte de la butée, il faut être plus sévère et exiger un coefficient au moins égal à 2.

Certains auteurs admettent que les caractéristiques d'adhérence et de frottement à prendre en compte sont simplement la cohésion et l'angle de frottement interne du terrain de fondation. Ils justifient cette attitude en faisant remarquer que lors de la rupture d'un mur par glissement, on constate fréquem-

ment que la partie inférieure de la fondation entraîne avec elle une couche de terre et que par conséquent la rupture se produit au sein du massif et non dans le plan même de la base de la fondation.

Terzaghi et Peck sont plus circonspects ; ils conseillent d'abord de négliger l'adhérence. Dans ces conditions, le coefficient de sécurité est égal au rapport des tangentes de l'obliquité admissible et de l'obliquité de la résultante *R*. C'est donc l'obliquité de *R* qui permet de juger de la sécurité au glissement. Terzaghi et Peck suggèrent ensuite d'adopter les valeurs empiriques suivantes :

$\delta = 30°$ pour un terrain de fondation à gros éléments sans limon ni argile,
$\delta = 25°$ pour un terrain à gros éléments qui comprendrait du limon ou de l'argile,
$\delta = 20°$ dans les autres cas.

Il arrive quelquefois que pour satisfaire à cette règle de sécurité, on soit amené à alourdir notablement l'ouvrage initialement prévu ; on peut essayer alors de conserver les dimensions primitives tout en orientant différemment la base de la fondation pour diminuer l'obliquité de *R*. On est toutefois limité dans cette voie, car il faut également vérifier la stabilité du terrain de fondation à l'égard d'une rupture superficielle (Fig. VI-20), rupture tout à fait analogue à la rupture par glissement proprement dite.

D'ailleurs, pour un mur de soutènement de proportions normales reposant sur un bon terrain de fondation, c'est la rupture par glissement qui est déterminante. Il peut ne plus en être ainsi pour un mur de forme inhabituelle (avec, par exemple, une fondation non horizontale) ou bien si le terrain de fondation gagne peu de résistance au cisaillement avec la profondeur. Pour vérifier la sécurité à l'égard d'une rupture superficielle, on utilise la même méthode que pour l'étude de la stabilité des talus. On traitera cette question en détail dans le chapitre XI (Cf. Fig XI-8). On se contentera donc maintenant de quelques indications sommaires.

On admet que la rupture se produit le long d'une ligne de glissement circulaire de centre *O* et de rayon *OB* (Fig. VI-20) passant par l'arête inférieure *B* du mur. On étudie l'équilibre de la masse de terre comprise entre la fondation du mur, la surface libre à gauche du mur et la ligne de glissement présumée *BC*.

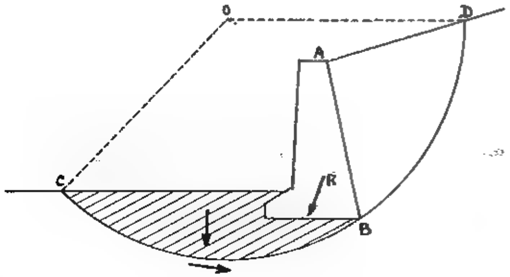



FIG. VI-20. — Rupture superficielle.



On exposera chapitre XI les méthodes utilisées pour ce faire et les commentaires qu'elles appellent. On indiquera ici simplement que l'étude de cet équilibre permet de calculer moyennant certaines hypothèses, le coefficient de sécurité *F* correspondant à l'arc de cercle choisi (cf. page 288).

Un arc *BC* donne donc une valeur du coefficient de sécurité. Il faut en principe chercher l'arc qui conduit à la plus petite valeur de ce coefficient. En pratique, il n'est pas nécessaire de faire cette recherche et un seul essai suffit, car on a pu constater que si le centre *O* se déplace dans une assez large zone autour de la position critique, le coefficient de sécurité correspondant ne varie pas de façon appréciable. On exige en général un coefficient de sécurité minimal de 2 à l'égard des ruptures superficielles.

On a prétendu que ce procédé manquait de logique, car la rupture se développe sur tout l'arc *CBD* (Fig. VI-20). Si le coefficient de sécurité est bien voisin de 2 le long de l'arc *BC*, il n'en va pas de même le long de l'arc *BD* où il doit être voisin de 1 puisque l'on admet que l'action du massif sur le parement *AB* est égale à la poussée des terres sans qu'il soit question de coefficient de sécurité. On a proposé par suite d'apprécier la sécurité en utilisant tout l'arc *CBD*. La question peut être discutée, mais la méthode développée plus haut correspond actuellement à un usage très général.

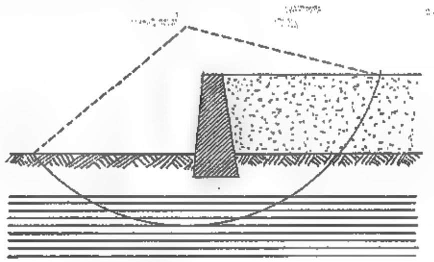


FIG. VI-21. — Rupture profonde.

Si le terrain de fondation comporte en profondeur une couche importante de faible résistance, il peut arriver qu'une rupture profonde se produise (Fig. VI-21) puisque l'augmentation du poids de la masse de terre intéressée par le glissement n'est pas équilibrée par une augmentation corrélative de la résistance au cisaillement le long de la ligne de glissement. Cette question sera examinée dans le chapitre XI.

### 6.3.3 Résistance du sol de fondation.

Après le renversement et le glissement, on étudiera maintenant la résistance du sol de fondation sous les efforts verticaux. On verra, dans le chapitre IX, comment est déterminée la force portante d'un terrain de fondation, en fonction d'une part du poinçonnement du terrain, et en fonction d'autre part des tassements admissibles.

On précisera en particulier dans le chapitre IX comment on peut estimer la force portante d'une fondation soumise à une charge excentrée et inclinée (cf. § 9.3.3). Cette manière de faire paraît la plus correcte. On utilise souvent néanmoins une autre méthode de calcul qui fait appel à la notion de pression admissible. Le calcul est le suivant : on admet que la distribution des contraintes normales sous la fondation d'un mur de soutènement est linéaire, et l'on détermine cette distribution pour que sa résultante soit égale à la composante normale $N$ de la réaction $R$. La figure VI-22 indique les deux cas de figure possibles, suivant que $N$ tombe dans le tiers central ou non, et donne les formules qui permettent de calculer l'intensité de la contrainte maximale. On vérifie alors que cette intensité maximale est bien inférieure à la pression admissible définie *a priori* indépendamment des dimensions de la fondation, de l'inclinaison et de l'excentricité des charges.

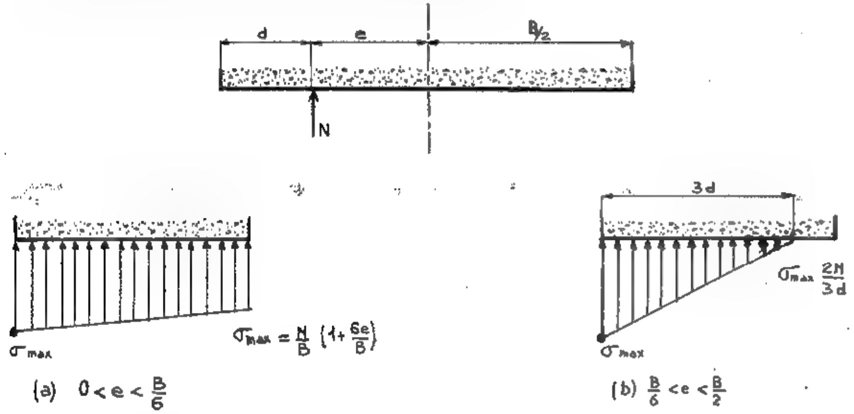



FIG. VI-22. — Répartition théorique des contraintes sur le sol de fondation.

On peut craindre des mouvements du mur si le tassement de l'arête intérieure est très différent du tassement de l'arête extérieure. Pour éviter ces tassements différentiels, il est de bonne pratique de fixer une limite à l'excentrement de $N$.

Si le mur repose sur un terrain de fondation normal, on demande que $N$ soit situé dans le tiers central.

Si le mur est fondé sur du rocher, on est un peu moins sévère : $e \leqslant \frac{B}{4}$.

Par contre, si le terrain de fondation est très compressible, il faut que la composante $N$ tombe au voisinage immédiat du milieu de la base, c'est-à-dire que son excentrement soit négligeable. En effet, la pression augmente rapidement avec l'excentrement, or si la charge est excentrée, par suite de la forte compressibilité du terrain, l'arête extérieure la plus chargée tasse plus que l'arête intérieure et le mur bascule, ce qui augmente l'excentrement ; le phénomène se poursuit de lui-même, éventuellement jusqu'à la rupture complète.



### 6.3.4 Stabilité interne du mur.

On vient de vérifier la stabilité d'ensemble du mur, il reste à s'assurer que les contraintes dans la maçonnerie restent inférieures aux contraintes admissibles. C'est un problème simple de résistance des matériaux. Il faut toutefois, si cela n'a pas déjà été fait pour la vérification de la stabilité d'ensemble, calculer les différentes forces qui s'exercent sur chacune des sections que l'on veut vérifier.

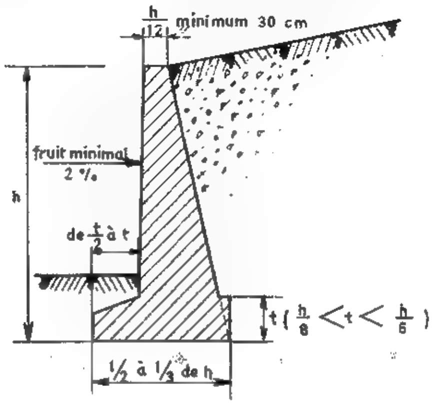



FIG. VI-23. — Dimensions usuelles d'un mur-poids.

En principe, on ne doit pas faire travailler du béton non armé à la traction, il faut donc, dans ce cas, que la résultante des forces tombe dans le tiers central de chaque section. Toutefois, dans un but d'économie, on accepte parfois des contraintes de traction allant jusqu'à 50 kPa, la section la plus critique est généralement celle qui sépare le fût du mur de sa fondation (ligne $xx'$ de la Fig. VI-1). La résistance à la compression ne pose pas de problème, il est rare de trouver des contraintes dépassant 0,5 MPa alors que le béton peu facilement travailler à 6 MPa.

On a donné figure VI-23 les proportions les plus usuelles d'un mur de soutènement gravitaire. Ces indications peuvent servir pour dégrossir un avant-projet. On se rappellera pour terminer la constatation de Terzaghi et Peck : « L'expérience a montré que la plupart des ruptures de murs de soutènement sont dues à une insuffisance des fondations ». Il est donc important de consacrer au moins autant de temps aux vérifications de stabilité que l'on vient d'exposer qu'au calcul de la poussée des terres elle-même.

## 6.4 MURS DE SOUTÈNEMENT EN BÉTON ARMÉ.

### 6.4.1 Principe du calcul des murs en béton armé.

La conception des murs de soutènement en béton armé diffère sensiblement de celle des murs gravitaires. Les terres sont retenues par un voile vertical dont

l'équilibre est assuré par une semelle qui se prolonge sous le remblai (Fig. VI-24). Cette semelle supporte le poids des terres dont le rôle stabilisateur est évident. La partie la plus délicate de l'ouvrage se situe à l'encastrement du voile dans la semelle, il se développe là des moments fléchissants notables.

La forme du parement intérieur de ces murs diffère par trop de la ligne droite pour que l'on puisse utiliser telles quelles les méthodes développées à l'article 6.2 pour le calcul de la poussée des terres. Il faut d'ailleurs bien voir que la partie du massif comprise entre le voile et la semelle ne peut pas passer à l'état plastique et reste à l'état élastique. De plus, ce type de mur comporte assez souvent des contreforts, ce qui vient encore compliquer le problème en introduisant la troisième dimension. Le calcul de ces murs relève beaucoup plus, dans l'état actuel des choses, d'un empirisme plus ou moins paré de théorie que d'une connaissance profonde du comportement mécanique des terres.

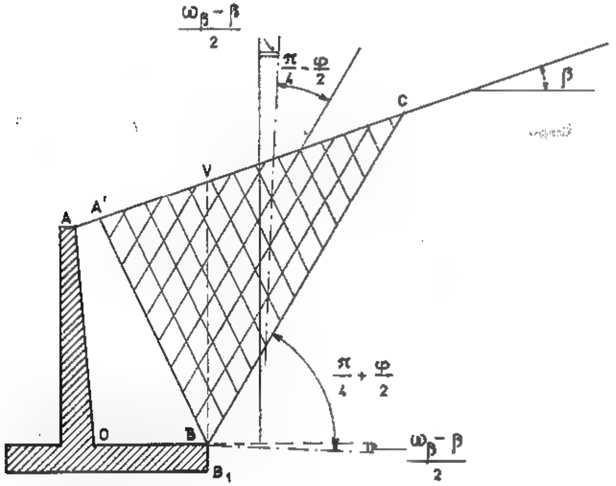



FIG. VI-24. — Mur de soutènement en béton armé.

On tracera les lignes de glissement $BA'$ et $BC$ issues de l'extrémité $B$ de la semelle dans un équilibre inférieur de Rankine (Fig. VI-24). On peut penser que lors de la rupture, la zone $A'\ BC$ du massif est passée en état d'équilibre plastique, tandis que la zone $A'\ AOB$ reste à l'état élastique puisque ses possibilités de déformation sont très faibles. On est donc fondé à admettre que sur le plan vertical $BV$ règne la distribution de contraintes de l'équilibre de Rankine. Il est donc possible de calculer l'équilibre d'ensemble du mur, en utilisant les méthodes de l'article 6.3 (on calculera la poussée sur l'épaisseur $BB_1$ de



la semelle à l'aide du schéma de Boussinesq). Il suffit de démarquer le texte de l'article précédent en remarquant qu'ici le poids $G$ du mur correspond aux poids du mur et de la partie $AOBV$ du massif et que la poussée $P$ des terres correspond à la résultante des contraintes sur la ligne fictive $B_1\ V$.

Le calcul de la poussée des terres doit en principe être légèrement modifié lorsque la ligne de glissement $BA'$ ne peut pas se développer complètement et que le point $A'$ est situé sur le voile (Fig. VI-25). On peut admettre dans ce cas que la partie $A'\ OB$ du massif fait corps avec le mur et que l'on doit calculer la poussée sur le parement $AA'\ BB_1$. En toute rigueur, il n'est pas évident que la frontière de la zone élastique reste la ligne de glissement $BA'$ de l'équilibre de Rankine, mais l'expérience montre qu'une erreur importante sur la position du point $A'$ n'a que peu d'influence sur la poussée ; on admettra donc, pour simplifier, que la masse de terre solidaire du mur est limitée par la ligne de glissement de l'équilibre de Rankine.

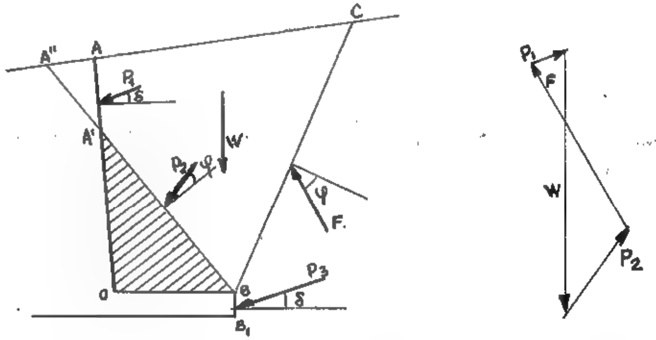



FIG. VI-25. — Calcul de la poussée sur un mur de soutènement en béton armé.

On commence par déterminer la poussée $P_1$ qui s'exerce sur le parement $AA'$ avec l'obliquité $\delta$ (schéma de Boussinesq). On cherche ensuite l'intensité de la poussée $P_2$ qui s'exerce sur $A'\ B$ avec l'obliquité $\varphi$. Pour ce faire, on peut utiliser une méthode analogue à celle de Culmann : on étudie l'équilibre du coin $AA'\ BC$ qui est soumis à l'action de quatre forces, le poids du coin $W$ et $P_1$ dont les intensités et les lignes d'action sont connues, $P_2$ et le frottement sur $BC$ dont seules les directions sont connues. Après recherche du maximum lorsque $C$ varie, on obtient l'intensité de $P_2$. Pour déterminer la ligne d'action de $P_2$, on admettra que les contraintes en $A'$ et $B$ sont proportionnelles à $A''\ A'$ et $A''\ B$. On fera de même pour la poussée $P_3$ qui s'exerce sur $BB_1$, il est d'ailleurs inutile de calculer exactement le point de passage de cette force, ce point est en effet toujours très voisin du milieu de $BB_1$. La résultante des poussées $P_1$, $P_2$ et $P_3$ d'une part et du poids du massif $A'\ OB$ d'autre part représente la poussée des terres sur le parement $AOBB_1$.

Cette méthode est assez longue. On utilise souvent une méthode plus simple mais plus approchée qui donne néanmoins des résultats suffisamment exacts (Fig. VI-26). On calcule comme précédemment la poussée $P_1$ sur $AA'$. On mène ensuite une parallèle $A'\ V'$ à la surface libre et l'on détermine la poussée $P_2$ sur la verticale $BV'$ à l'aide de l'équilibre de Rankine. On calcule enfin la poussée $P_3$ sur $BB_1$ à l'aide d'une distribution de Boussinesq sur $B_1V$. La poussée sur le parement $AOBB_1$ est la résultante de $P_1\ P_2\ P_3$ et du poids du massif $DA'\ OBV$ (en effet le poids de $AA'\ D$ est en partie pris en compte dans la poussée $P_1$).

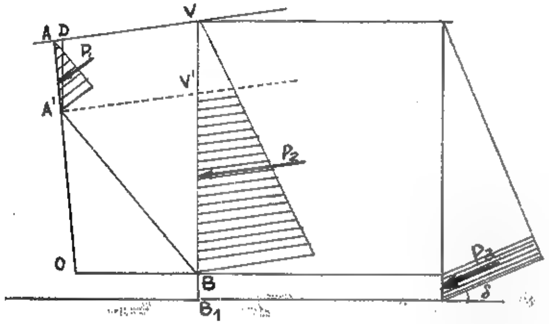



FIG. VI-26. — Calcul de la poussée (méthode simplifiée).

Il convient pour terminer de noter que l'on peut bien souvent, sans commettre d'erreurs significatives, admettre que l'équilibre de Rankine règne sur toute la hauteur de $B_1\ V$ comme si la ligne de glissement $BA'$ pouvait se développer librement. Ce n'est que lorsque la semelle $OB$ est assez courte et la surface libre assez voisine de l'horizontale qu'il peut être nécessaire de se servir des méthodes développées plus haut.

### 6.4.2 Calcul de la poussée dans le cas général.

Le calcul des murs de soutènement gravitaires mettait en jeu le schéma de Boussinesq, celui des murs en béton armé, comme on vient de le voir, fait intervenir plutôt le schéma de Rankine. Bien entendu, le schéma de Rankine proprement dit (comme celui de Boussinesq) n'est utilisable que lorsque certaines conditions assez restrictives sont vérifiées par le massif. On exposera rapidement ci-dessous comment on peut aborder le calcul de la distribution des contraintes sur le plan vertical $BV$, dans un cas plus général, lorsque par exemple la surface libre n'est pas rectiligne et supporte des surcharges non uniformément réparties. *A priori*, l'obliquité des contraintes sur le plan vertical $BV$ est inconnue, on admettra du moins qu'elle est constante (c'est ainsi qu'on généralise ici l'équilibre de Rankine).

Pour déterminer cette obliquité inconnue, on va étudier séparément l'équilibre du massif à droite et à gauche de $BV$ (Fig. VI-27). On se fixe l'obliquité $\alpha$



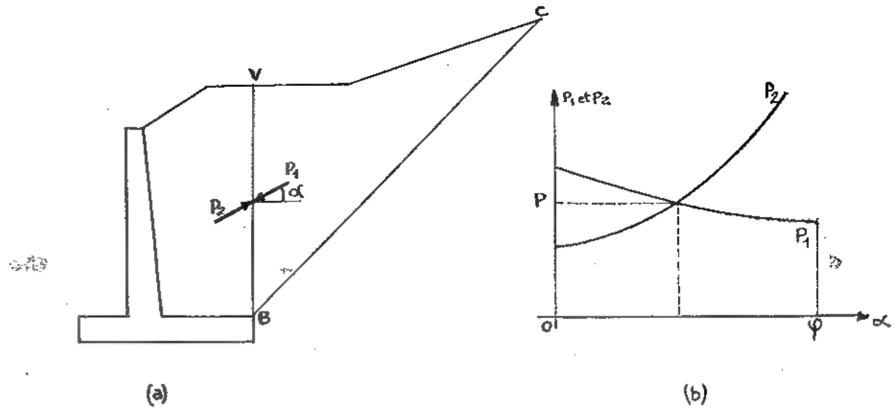



FIG. VI-27. — Equilibre de Rankine (généralisation).

de la « poussée » $P_1$ qui agit sur $BV$ à droite de cette ligne et l'on détermine son intensité par la méthode de Coulomb. On recommence l'opération pour d'autres valeurs de $\alpha$ et l'on trace ainsi la courbe $P_1(\alpha)$. On fait de même pour la poussée $P_2$ à gauche de $BV$ ; dans ce cas on suppose que le voile n'existe pas et que le massif se prolonge indéfiniment vers la gauche. Comme l'obliquité $\alpha$ sur $BV$ est unique et que $P_1$ doit être égal à $P_2$, la valeur réelle de $\alpha$ et l'intensité de la poussée sont données par le point d'intersection des deux courbes $P_1$ et $P_2$ (Fig. VI-27 *b*). Pour trouver le point d'application de cette poussée, on opère sur la partie droite du massif comme on l'a vu au paragraphe 6.2.4. Si l'on répétait l'opération pour la partie gauche, on trouverait un point d'application légèrement différent, cela tient à ce que les lignes de glissement réelles ne sont pas des droites et que la méthode comporte une certaine part d'approximation. Cela n'a pas d'importance pour les calculs, on peut même, s'il n'y a pas de surcharge, admettre que le point d'application est au tiers inférieur de $BV$.

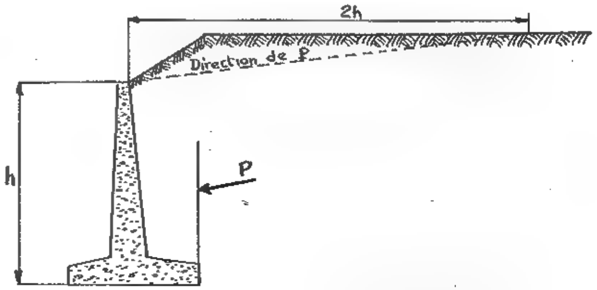



FIG. VI-28. — Obliquité de la poussée dans l'équilibre de Rankine généralisé. (Règle de l'AREA.)

On peut simplifier ces calculs si l'on se donne au départ l'obliquité de la poussée. Le manuel de l'association technique américaine des chemins de fer (AREA) recommande d'adopter l'obliquité définie comme il est indiqué sur la figure VI-28.

### 6.4.3 Calcul du voile et de la semelle.

Les méthodes développées dans les paragraphes précédents permettent de calculer l'intensité de la poussée et de préciser sa ligne d'action. On peut donc vérifier la stabilité d'ensemble du mur. Mais il n'est pas possible, à ce stade du calcul, de déterminer les dimensions du mur et son ferraillage, on ignore en particulier le moment fléchissant à l'encastrement du voile sur la semelle. Pour ce faire, il faut connaître la répartition des contraintes sur la face intérieure $OA$ du voile et sur la face supérieure $OB$ de la semelle. Or, ces contraintes appartiennent pour la plus grande part (sinon en totalité) à des équilibres élastiques, il n'est pas possible d'étudier de façon simple la répartition des contraintes au sein de la zone $AOBA'$ (Fig. VI-24) ou $A'\ OB$ (Fig. VI-25) du massif. On se contentera donc d'une approximation.

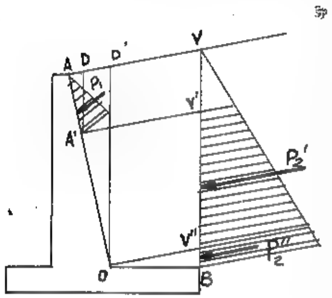



FIG. VI-29. — Répartition des contraintes sur un mur de soutènement en béton armé.

La figure VI-29 montre les hypothèses généralement admises. Le long de $OA$ agissent la poussée $P_1$, la partie $P_2'$ de la poussée $P_2$ (voir Fig. VI-26) qui

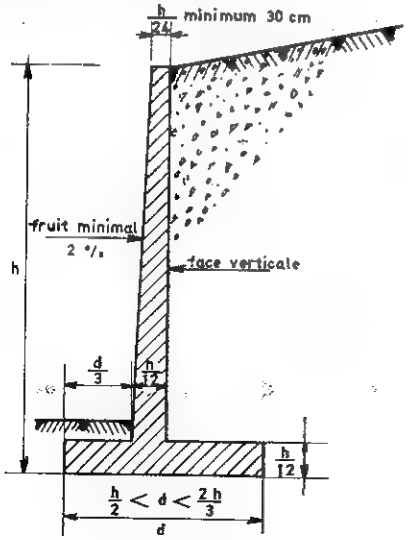



FIG. VI-30. — Dimensions usuelles d'un mur de soutènement en béton armé.



s'exerce sur $V'\ V''$ et le poids de la zone $DA'\ OD'$. Sur $OB$ agissent le poids de la zone $D'\ OBV$ et la partie $P_2''$ de la poussée $P_2$ qui s'exerce sur $BV''$. A partir de ces indications, on peut déjà calculer les moments fléchissants au voisinage de $O$. Il est inutile en général d'aller plus loin dans le calcul de la répartition des contraintes.

Pour terminer cette rapide étude des murs de soutènement en béton armé, on donnera figure VI-30 les dimensions les plus courantes des ouvrages de ce genre.

## 6.5 AUTRES TYPES DE SOUTÈNEMENT.

### 6.5.1 Murs « Da Costa Nunès ».

Le professeur Da Costa Nunès, de Rio de Janeiro, a proposé, en 1963, l'exécution de murs de soutènement en béton armé très particuliers. La réalisation de l'écran commence par la partie supérieure et sa stabilité est assurée par des ancrages précontraints (Fig. VI-31).

L'exécution classique d'un mur de soutènement impose des phases de travail assez délicates quand on doit entailler le massif à soutenir. Le travail est d'autant plus difficile que les talus sont élevés, surmontés de constructions importantes et que l'on manque de place pour adoucir les pentes (comme c'est le cas dans la ville de Rio de Janeiro).

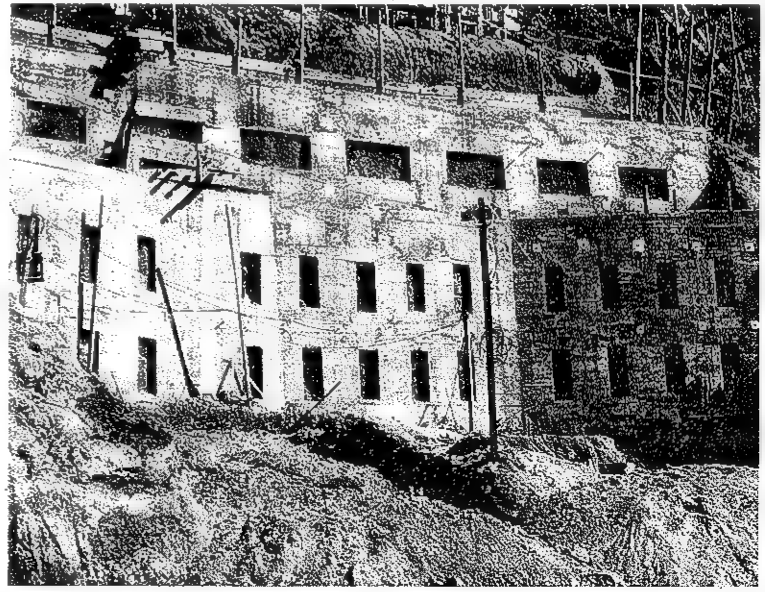


FIG. VI-31. — Mur de soutènement Da Costa Nunès à Rio de Janeiro.

Le processus d'exécution préconisé par Da Costa Nunès est le suivant :

— on terrasse verticalement sur 2 m environ, sans étais car presque tous les terrains tiennent, au moins pendant quelques jours, sur une si faible hauteur.

— on met en place des câbles d'ancrage précontraints ;

— on applique ensuite sur la paroi verticale de la fouille de petites plaques de béton fretté qui sont reliées aux câbles d'ancrage (Fig. VI-32) ;

— lorsque la précontrainte a été appliquée, on exécute un voile vertical en béton armé, de faible épaisseur (12 à 20 cm) pour relier les différentes plaques.

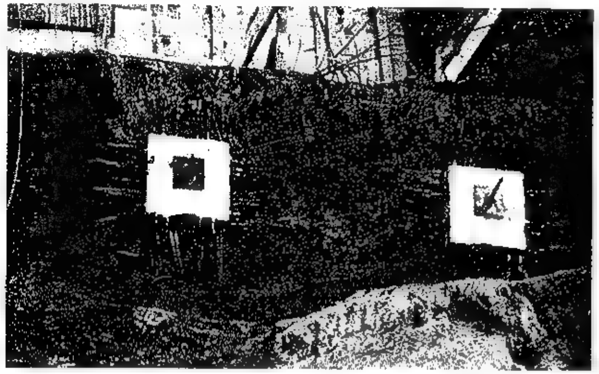


FIG. VI-32. — Détail des plaques d'ancrage d'un mur Da Costa Nunès.

On poursuit ensuite le terrassement par tranches verticales successives comme dans la première phase. La partie supérieure forme soutènement définitif, il n'est pas nécessaire de blinder les fouilles.

On ne peut réaliser un drainage derrière de tels murs, aussi, pour éviter la mise en pression de l'eau, prévoit-on des ouvertures rectangulaires très grandes (1 × 2 m par exemple), pour assurer l'évacuation, sans inconvénient, des eaux d'infiltration ou de ruissellement (Fig. VI-31).

De tels murs tenus par des câbles précontraints ne peuvent se déplacer. Les équilibres de Rankine ou de Boussinesq ne sont donc pas applicables pour leur calcul.

### 6.5.2 Murs en éléments préfabriqués.

Aux Etats-Unis et au Canada, ont été réalisés des murs en béton armé préfabriqué ou en métal constitués d'éléments superposés (Fig. VI-33 et 34). Ce dispositif est particulièrement économique lorsqu'on dispose de la place suffisante pour le réaliser. Il offre un aspect architectural très agréable, la face visible n'est pas forcément plane et uniforme, certains des blocs étant avancés ou reculés ou même placés de travers les uns par rapport aux autres. Généralement on donne un fruit important à de tels murs (cf. Fig. VI-49).



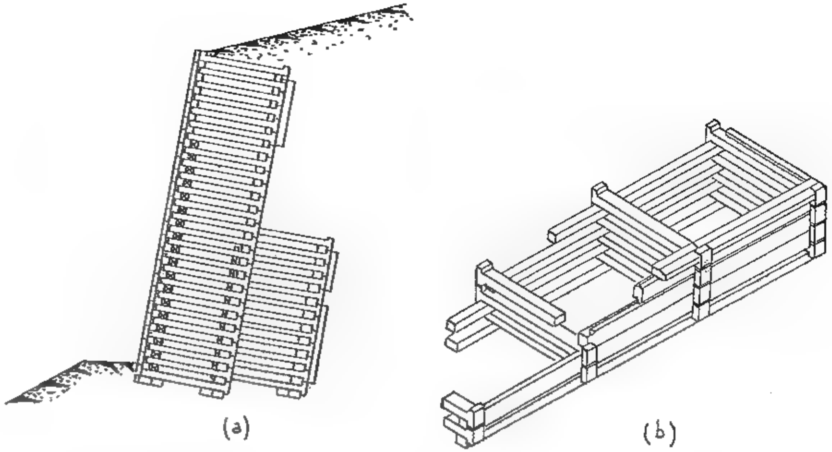



FIG. VI-33. — Murs de soutènement en éléments préfabriqués (cribwall) *a*) coupe ; *b*) détail de l'assemblage.

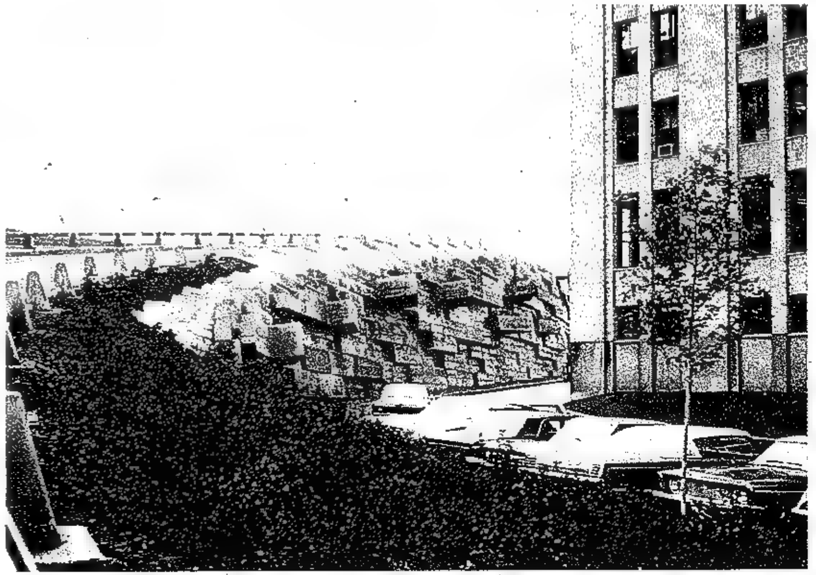


FIG. 34. — Mur « cribwall » (université de Montréal).

### 6.5.3 La terre armée.

**Présentation.**

La terre armée est une technique relativement récente mise au point et brevetée par Henri Vidal. Le premier mur a été construit en 1965 dans les Pyrénées, mais l'utilisation importante de la terre armée dans les projets a commencé en 1968 et 1969, avec la construction de l'autoroute Roquebrune-Menton. Depuis, la technique s'est largement développée et son utilisation est très fréquente pour la construction d'ouvrages de soutènement et de culées de pont.

Le principe de la terre armée consiste à associer à un sol pulvérulent des armatures résistant à la traction, qui confèrent ainsi au matériau une cohésion anisotrope, dans la direction des armatures. L'ouvrage est terminé sur sa face vue par un parement destiné à retenir les grains de sol entre les lits d'armatures (cf. Fig. VI-35).

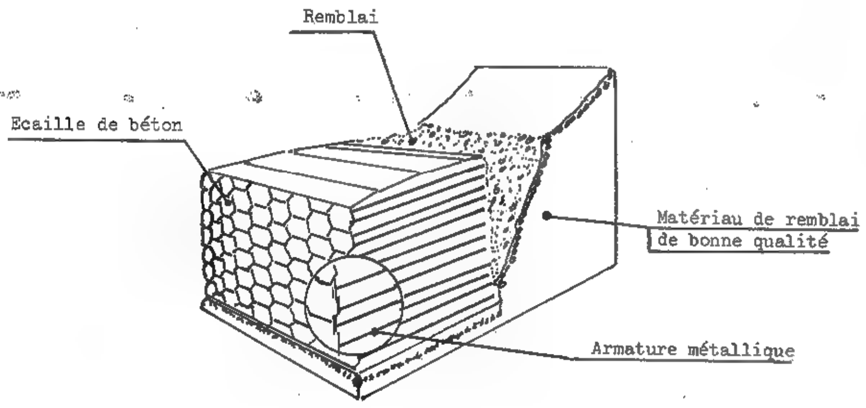



FIG. VI-35. — Vue éclatée d'un massif en terre armée.

Les principaux avantages de la terre armée, qui expliquent son développement important en France et à l'étranger, résident dans son économie, son intégration aux ouvrages en terre, dans le cas des remblais routiers notamment, et surtout dans sa grande déformabilité, qui lui permet de s'adapter sans risques à des mouvements importants. C'est ainsi que de nombreux ouvrages ont été construits sur des sols compressibles, avec des tassements totaux ayant dépassé 1 m et des tassements différentiels de 1 à 2 ‰, ou sur des pentes instables, telles que le versant sur lequel est construit la route d'accès au tunnel routier du Fréjus, avec des déplacements de plusieurs centimètres par an.



**Technologie.**

Un ouvrage en terre armée est construit par couches successives de 37,5 cm, l'écartement de 2 lits successifs d'armatures étant en général de 0,75 m. Le parement, constitué dans les premiers ouvrages de profilés métalliques à

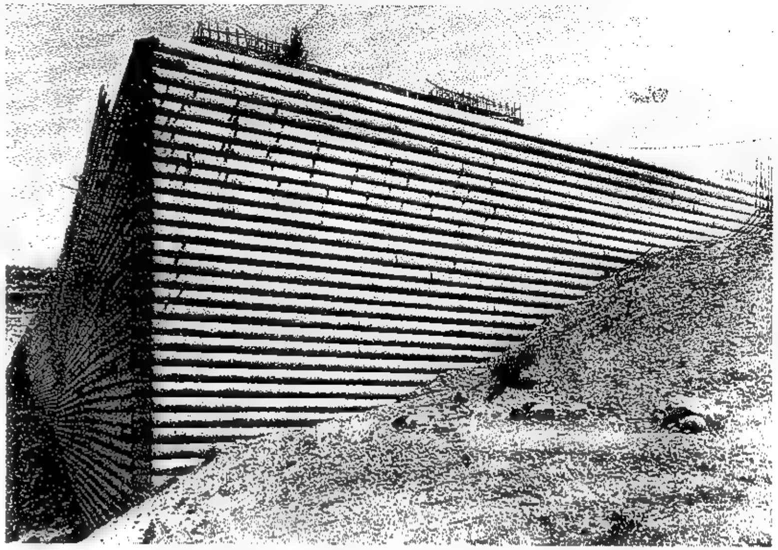


FIG. VI-36. — Vue d'un ouvrage à parement métallique. Viaduc du Magnan. Autoroute A8.

section semi-elliptique (Fig. VI-36 et VI-37), est maintenant constitué d'écailles cruciformes en béton préfabriquées, de 1,50 × 1,50 m (Fig. VI-38).

On met en place successivement une rangée d'écailles, une couche de sol, et un lit d'armature. Le sol est compacté comme pour les remblais courants.

Deux types de critères guident le choix du matériau de remblai :

— des critères géotechniques, destinés à s'assurer que le matériau a le comportement d'un sol grenu (angle de frottement interne du sol saturé supérieur à 25°, moins de 20 % de fines inférieures à 15 µm), et qu'il peut être mis en œuvre dans de bonnes conditions (pas d'éléments supérieurs à 25 cm teneur en eau limitée pour les matériaux sensibles à l'eau) ;

— des critères chimiques et électrochimiques destinés à éviter la corrosion accélérée des armatures : limitation de la teneur en chlorures et sulfates, du pH, de la teneur en matières organiques.

Les armatures généralement utilisées sont en acier galvanisé, de 5 mm d'épaisseur, et on admet une perte d'épaisseur par corrosion fonction de la destination de l'ouvrage, de sa durée de service attendue et de l'agressivité du site.

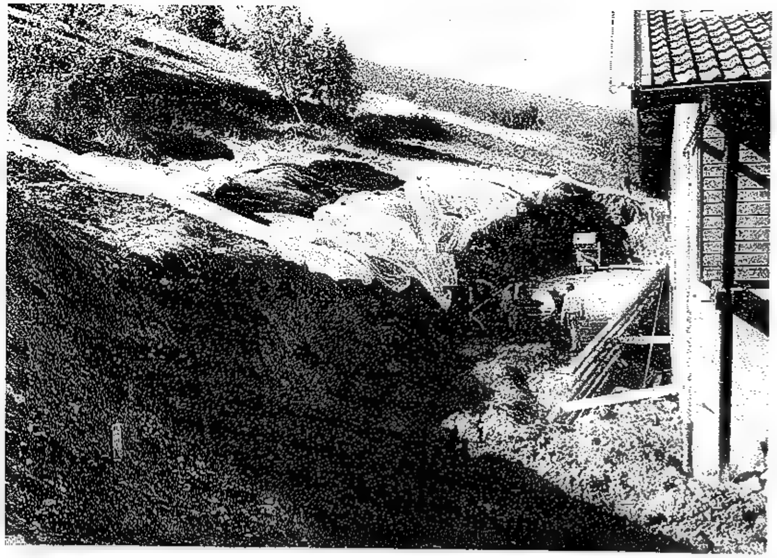


FIG. VI-37. — Massif de terre armée (reprise d'un glissement de terrain).

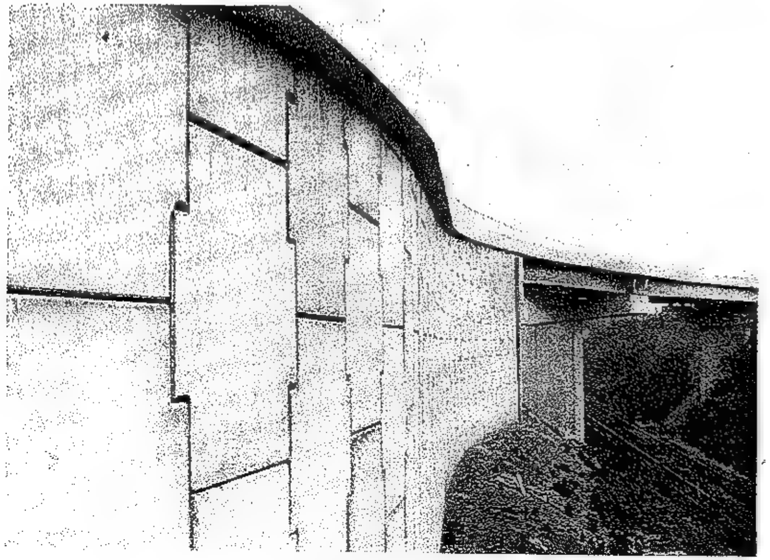


FIG. VI-38. — Vue d'un ouvrage à parement en écailles de béton.



**Comportement local et global de la terre armée.**

Le matériau terre armée a fait l'objet de multiples recherches, à la fois théoriques et expérimentales, et le comportement global a été étudié grâce à de nombreux ouvrages expérimentaux. Les principaux résultats en sont exposés ci-après.

Le fonctionnement de la terre armée repose essentiellement sur le frottement entre le sol et les armatures. La terre armée est un matériau composite, il faut considérer séparément le comportement du sol et celui des armatures, et étudier l'interaction de ces deux éléments. Grâce au frottement entre le sol et les armatures, les contraintes horizontales dans le remblai se transmettent aux armatures, qui se mettent en traction. Par suite des efforts de cisaillement, l'effort de traction dans l'armature varie tout au long de cette dernière (Fig. VI-39).

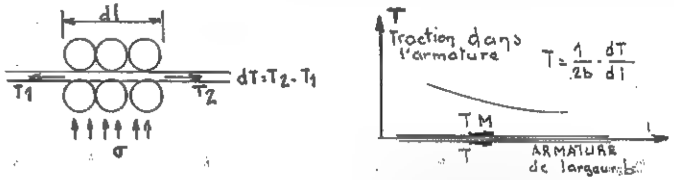



FIG. VI-39. — Variation de l'effort de traction dans l'armature et contrainte de cisaillement entre le sol et l'armature.

Il se crée ainsi dans le cas courant du mur en terre armée deux zones (Fig. VI-40) :

— une zone active, dans laquelle le sol tend à entraîner les armatures ; les contraintes de cisaillement exercées par le sol sur les armatures sont dirigées vers l'extérieur du mur,

— une zone résistante, dans laquelle les armatures sont retenues par frottement ; les contraintes de cisaillement sont dirigées vers l'intérieur du mur.

La limite entre ces deux zones est le lieu géométrique des points de traction maximale dans les armatures ; c'est la surface de rupture potentielle de l'ouvrage. A la différence des soutènements classiques, elle ne correspond pas au coin de Coulomb, limité par une droite inclinée à $(\pi/4) + (\varphi/2)$ sur l'horizontale, mais sa partie supérieure est verticale et située à une distance du parement de l'ordre de 0,3 fois la hauteur du mur.

De plus l'état du sol entre les armatures, est bien voisin de l'état de poussée en bas du mur ($\sigma_H/\sigma_V = K_a$), mais il est proche de l'état au repos dans la partie supérieure ($\sigma_H/\sigma_V = K_0$).

Ces différences par rapport au comportement de soutènements classiques sont dues à la présence des armatures dont la rigidité limite considérablement les déplacements et les déformations notamment en tête du mur.

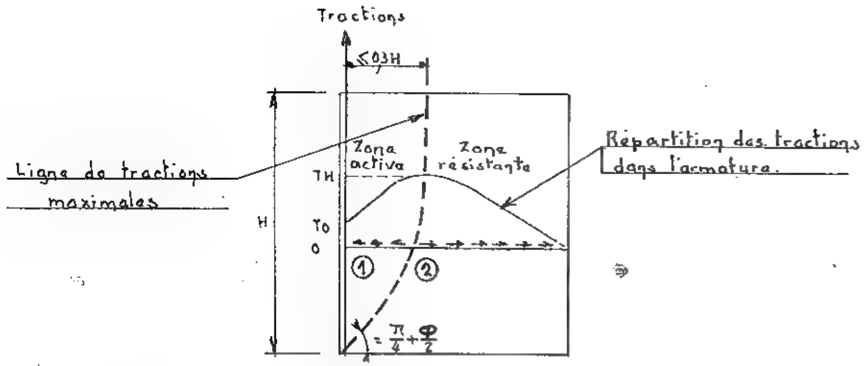



FIG. VI-40. — Distribution des tractions dans les armatures.

**Frottement sol-armature.**

La connaissance du frottement dans la terre armée repose principalement sur de très nombreux essais de tractions d'armatures effectués à la fois sur des ouvrages réels et sur des modèles réduits. Bien que ce type d'essai ne soit pas complètement représentatif du fonctionnement réel de la terre armée, il donne néanmoins des résultats suffisamment précis sur les lois de mobilisation du frottement.

La contrainte qui s'exerce sur une armature n'est en général pas connue. Aussi n'utilise-t-on pas le coefficient de frottement réel sol-armature $f = \tau_{max}/\sigma$, mais un coefficient de frottement apparent noté $f^*$ et défini par la formule $f^* = \tau_{max}/\gamma H$ où $\tau_{max}$ est la contrainte de cisaillement maximale mobilisable sur la face de l'armature, $\gamma H$ la contrainte verticale moyenne et $\sigma$ la contrainte verticale réelle de l'armature.

Les principaux facteurs influant sur la valeur de ce coefficient $f^*$ sont le poids volumique $\gamma$ du remblai, l'état de surface de l'armature, et le poids des terres au-dessus de l'armature.

Si le remblai est dans un état lâche, le coefficient de frottement apparent $f^*$ est sensiblement égal au coefficient de frottement réel $f$. Par contre, dès que la densité du remblai est élevée, ce qui est toujours le cas dans les ouvrages, $f^*$ peut atteindre des valeurs très fortes, atteignant parfois 10. Ce résultat s'explique principalement par le phénomène de dilatance : par suite des efforts de cisaillement au contact sol-armatures, le sol a tendance à augmenter de volume. Puisqu'il en est en partie empêché par la masse environnante, il en résulte une augmentation de la contrainte normale $\sigma$ sur l'armature, et donc une valeur de $f^*$ supérieure au coefficient de frottement réel $f$.

De plus, on constate que le coefficient de frottement apparent $f^*$ diminue lorsque la profondeur de l'armature augmente pour devenir voisin de $f$ dès que la profondeur dépasse 6 à 8 m. On l'améliore enfin en mettant en place des armatures nervurées, qui mobilisent mieux le frottement.



**Dimensionnement des ouvrages.**

Pour évaluer la stabilité interne du massif, il faut le dimensionner en étudiant à la fois son équilibre local et son équilibre global.

• *Dans le cas de l'équilibre local*, on calcule la traction maximale dans l'armature en considérant l'équilibre du prisme $ABCD$ (Fig. VI-41).

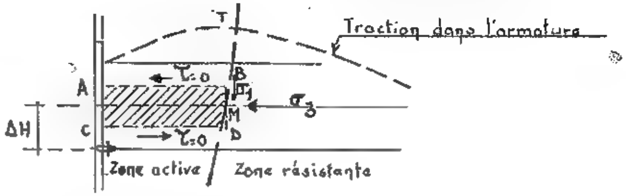



FIG. VI-41. — Contraintes dans le sol de remblai.

Au point de traction maximale $M$, la contrainte de cisaillement est nulle, donc les contraintes verticale $\sigma_1$ et horizontale $\sigma_3$ sont principales. Par raison de symétrie, les cisaillements sont supposés nuls sur les plans médians $AB$ et $CD$ entre deux lits d'armature. Si l'on néglige l'effort tranchant dans le parement, il en résulte que les efforts horizontaux sont équilibrés par les armatures au point $M$ :

$$T_{max} = \sigma_3 \times \Delta H \times e$$

avec $\begin{cases} \Delta H \text{ espacement vertical des armatures,} \\ e \text{ espacement horizontal des armatures,} \\ \sigma_3 = K\sigma_1. \end{cases}$

Le coefficient $K$ varie entre $K_0$ et $K_a$ (cf. Fig. VI-42) en fonction de la hauteur du remblai au-dessus du lit d'armatures.

On vérifie qu'il n'y a pas défaut d'adhérence. Si $L_a$ est la longueur de l'armature située dans la zone résistante, il faut avoir :

$$T_{max} \leqslant 2\,bf^*\,\sigma_1\,L_a$$

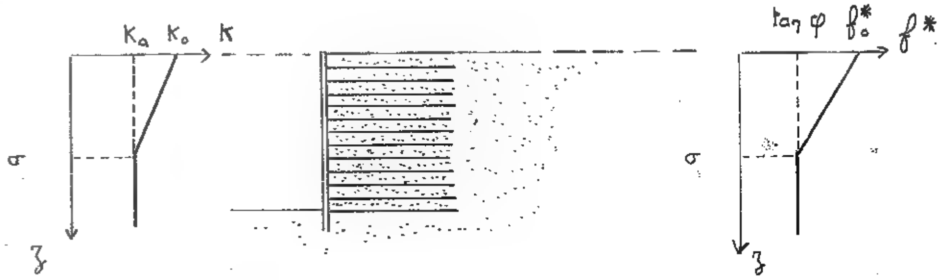



FIG. VI-42. — Valeurs des coefficients $K$ et $f^*$ pour le dimensionnement des ouvrages.

avec { $b$ largeur de l'armature,
{ $f^*$ coefficient de frottement apparent variable entre $f_0^*$ (en général 1,5) en surface et tan $\varphi$ en profondeur (cf. Fig. VI-42).

• *Dans le cas de l'équilibre global*, on envisage des coins de rupture traversant le massif armé, et on étudie leur stabilité sous l'effet des différents efforts s'exerçant sur ces coins (Fig. VI-43) :

— poids $\vec{W}$ et charges extérieures éventuelles $\vec{Q}, \vec{P}$,

— résistance des armatures $\varepsilon_{\vec{T}}$ (prise égale au minimum de leur résistance en traction et de la résistance à l'adhérence sur la partie de l'armature située à l'extérieur du coin),

— la réaction $\vec{R}$ du sol sur la surface de rupture.

Comme pour tous les ouvrages de soutènement, il convient de vérifier également les conditions de stabilité externe de l'ouvrage.

On prévoit en général des longueurs d'armatures $L$ égales ou supérieures à 0,7 $H$, si $H$ est la hauteur du mur.

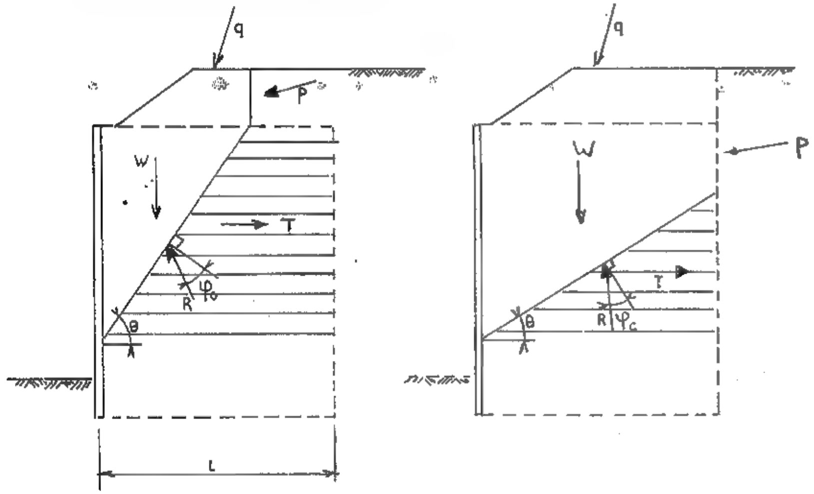



FIG. VI-43. — Equilibre global.

### 6.5.4. Cloutage.

Le boulonnage, procédé de stabilisation des massifs rocheux, autour d'excavations à ciel ouvert ou en souterrain, s'est étendu au cours des dernières années au cas des sols meubles, cohérents, voire granulaires. Cette technique a donné lieu à une nouvelle méthode de soutènement par renforcement des terres au moyen d'armatures scellées dans le sol, solidaires d'une peau de confinement à la surface de l'excavation (talus, puits ou cavités souterraines). Cette méthode



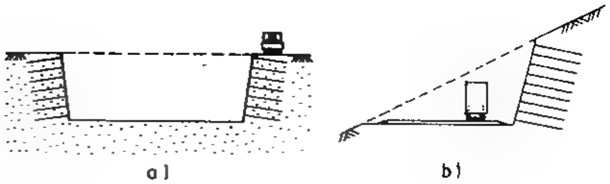



FIG. VI-44. — Exemple de cloutage de sol.

est communément désignée en France par le terme de « cloutage », ou de « clouage des sols » (cf. Fig. VI-44).

Les armatures, généralement métalliques, sont disposées perpendiculairement aux lignes de glissement éventuelles. La technique repose sur un transfert des efforts du sol vers les barres par mise en butée du terrain. Il en résulte une cohésion apparente du sol clouté, ce qui explique le succès du procédé.

Récemment des études de cisaillement en laboratoire, réalisées par une équipe de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, ont apporté des enseignements fort utiles sur le comportement mécanique du sol clouté. L'appareil utilisé correspondait dans son principe à la boîte de cisaillement de Casagrande, mais il s'agissait d'un appareil de grande dimension (40 cm de hauteur, surface de cisaillement de 60 cm par 40 cm). Le déplacement maximal de la demi-boîte supérieure était de 6 cm soit 10 % de la dimension de l'échantillon.

Le cloutage était réalisé par une rangée de cinq barres en acier doux de 8 mm de diamètre, espacées de 6 cm, encastrées dans la demi-boîte inférieure et libres en tête (Fig. VI-45).

Le sol utilisé était un limon argileux, peu plastique ayant une cohésion nulle (essai drainé) et un angle de frottement de l'ordre de 30°. La figure VI-46 donne l'allure de la barre à la fin de l'essai. On constate une symétrie presque parfaite par rapport au plan de cisaillement. En particulier l'extrémité libre de la barre est restée verticale (on note que cette extrémité se situe à 4 cm sous la surface de l'échantillon) et son déplacement relatif par rapport à la demi-boîte supérieure est négligeable. Les barres ont donc bien pour effet de restreindre les

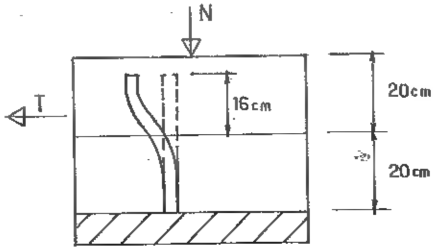



FIG. VI-45. - Essai de cisaillement sur sol clouté.

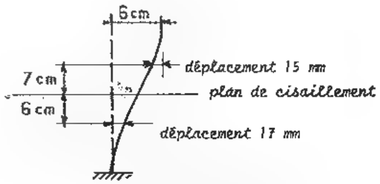



FIG. VI-46. — Déformation d'une barre au cours du cisaillement.

déplacements du sol induisant ainsi des effets de voûte et des mises en butée du terrain. Les essais ont ainsi mis en évidence une cohésion fictive de 0,08 MPa.

Pour tenter une analyse théorique de ces résultats expérimentaux, on a assimilé chaque demi-barre à un pieu vertical soumis en tête à un effort horizontal ainsi qu'à un couple et mobilisant la résistance latérale du terrain. Pour affiner les calculs, il a été nécessaire d'imaginer des schémas de déformation avec rotule plastique comparables à ceux que Brinch Hansen a proposés pour les palplanches (cf. § 7.3.4). Finalement l'accord entre la théorie et les résultats est assez bon.

De leur côté, les initiateurs de cette technique, et en particulier l'Institut de Mécanique des Sols de Karlsruhe, ont développé des essais en vraie grandeur qui sont à l'origine des réalisations pratiques. Ces essais ont permis de se faire une idée des schémas généraux de rupture (Fig. VI-47) et par conséquent de mettre au point des techniques de calcul directement inspirées des méthodes classiques de Coulomb pour les murs de soutènement, ou des procédés plus élaborés mais analogues utilisés pour les ruptures de talus. On renverra en particulier aux travaux de Gässler et Gudehus de l'Université de Karlsruhe.

Le procédé est maintenant en application depuis près d'une dizaine d'années. Il a fait l'objet de programmes de recherche très développés pour mieux connaître le fonctionnement de ce mécanisme, pour apprécier les coefficients de sécurité disponibles et pour préciser les détails technologiques. On peut affirmer qu'il s'agit aujourd'hui d'une technique sure. Elle s'apparente au procédé de la terre armée et comme lui, elle doit à l'avenir connaître des applications intéressantes tant par le caractère rationnel des principes sur lesquels elle repose que par le faible coût de sa mise en œuvre.

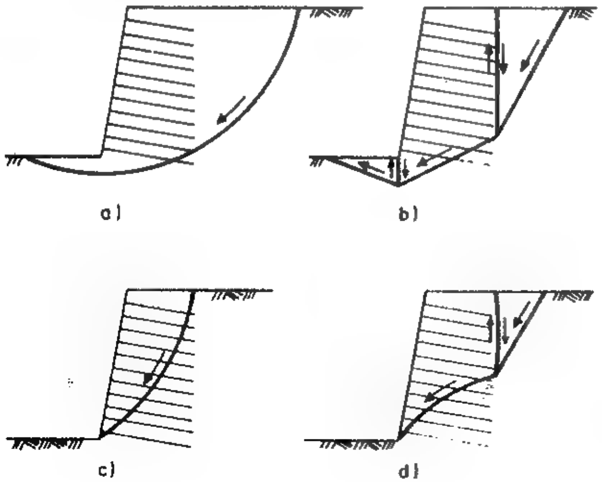



FIG. VI-47. — Schéma de rupture de massifs cloutés.



## BIBLIOGRAPHIE

ALIMI, I., BACOT, J., LAREAL, P., LONG, N. T., SCHLOSSER, F. (1977). — *Etude de l'adhérence sol-armature*, Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Tokyo, 1977.

BACOT, J. — *Etude théorique et expérimentale de soutènements réalisée en terre armée*, Thèse INSA Lyon, 1974.

CHALUMEAU, M. — *Travaux de consolidation de la colline de Fourvière*, Annales ITBTP, janvier 1936.

Comptes-Rendus du Colloque International sur le Renforcement des Sols (1979), E.N.P.C.-L.C.P.C. Paris, 20-22 mars 1979.

GASSLER, G. et GUDEHUS, G. (1981). — *Soil nailing. Some aspects of a new technique*. Xe Congrès International Stockholm. Vol. 3, pp. 665-670.

HUNTINGTON, W. C. — *Earth pressures and retaining walls*. John Wiley and Sons. New York, 1957.

JURAN, I. (1977). — *Dimensionnement interne des ouvrages en terre armée*. Thèse L.C.P.C.

JURAN, I., SCHLOSSER, F., LOUIS, C., KERNOA, M. et ECKMANN, B. (1981). — *Le renforcement des sols par barres passives*. Xe Congrès International Stockholm. Vol. 3, pp. 713-716.

LEE, L. et VAGNERON, J. — *Reinforced earth walls*. Université de Los Angeles, Californie, avril 1972.

Les ouvrages en terre armée : recommandations et règles de l'art (1979). Publication L.C.P.C.-S.E.T.R.A. (Direction des routes et de la circulation routière).

SANGLERAT, G. — *Massifs de terre armée*. Revue Technica. Lyon, juillet 1971.

SCHLOSSER, F. et LONG, T. — *Comportement de la terre armée dans les ouvrages de soutènement*. Comptes rendus du 5e congrès européen de mécanique des sols. Vol. I, Madrid, 1972.

SCHLOSSER, F. et LONG, N. T. — *Comportement de la terre armée dans les ouvrages de soutènement*. des Ponts et Chaussées, no 62, novembre-décembre 1972.

VIDAL, H. — *La terre armée*. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, juillet-août 1966.

V.S.S. — *Stutzmauern. Murs de soutènement* (1er volume). Union suisse des professionnels de la route. Zurich, 1966.

WAYNE, PH. et TENG, C. (Traduit par J. M. DUPAS). — *Calcul des fondations et murs de soutènement*. Eyrolles. Paris, 1966.

## PROBLÈMES

* 1. Un mur de 4 m de haut, ayant un parement intérieur (côté terre) lisse et vertical soutient une masse de sable sec sans cohésion, dont la surface supérieure est horizontale.

La densité du sable sec est de 1,83 et son angle de frottement interne 36°.

Quelle est approximativement, l'intensité de la poussée $P_0$ pour une tranche de mur de 1 m, si l'on empêche tout déplacement de ce dernier ? Calculer, également, la poussée $P_1$ dans le cas où le mur se déplace suffisamment pour qu'un état actif de Rankine se développe.

**Réponse :** $60 \text{ kN/m} < P_0 < 74 \text{ kN/m}$, $P_1 = 38$ kN/m.

** 2. Avec les données de l'exercice précédent, quelles sont l'intensité de la poussée totale et sa hauteur d'application par rapport à la base du mur, lorsqu'il y a une nappe phréatique dont le niveau se trouve à un mètre au-dessous du terre-plein ? (La porosité du sable est de 0,31.)

**Réponse :** $P_1 = 75$ kN/m.
1,17 m.

** 3. On désire calculer le mur de quai représenté sur la figure VI-48 qui en précise les dimensions.

(On assimile la série des redans à un parement $AB$ arrière rectiligne et on suppose que le poids des terres n'est pas significativement différent de celui du béton dans les zones triangulaires ainsi délimitées.)

La partie supérieure de la semelle de fondation est arasée à la hauteur de la retenue normale qui règne au même niveau que le terrain au pied du fût du mur.

La semelle de fondation est encastrée tout entière dans le terrain naturel qui est totalement immergé, par contre le fût supporte la poussée d'un remblai d'apport non immergé.

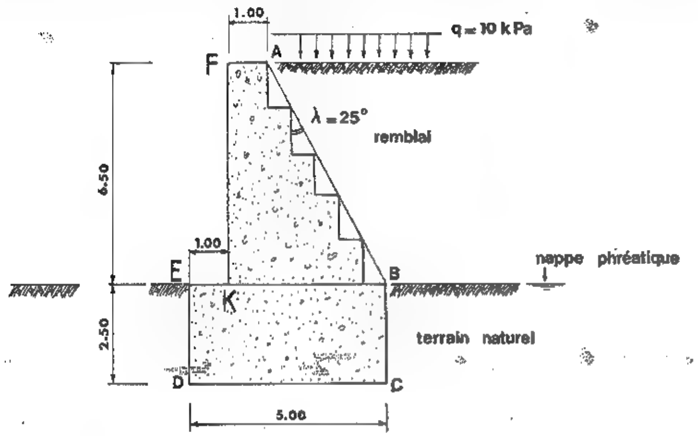



FIG. VI-48.

On adoptera les hypothèses de calcul suivantes :

Béton — masse volumique 23 kN/m³

Remblai — masse volumique sèche 18 kN/m³
frottement interne $\varphi_1 = 30°$,
cohésion $c = 0$,
coefficients de poussée sur $AB$ ($\delta = \varphi_1$ et $\lambda = 25°$)
$k_{a\gamma} = 0{,}474$, $k_{aq} = 0{,}522$,
surcharge sur le remblai $q = 10$ kPa.

Terrain naturel — masse volumique déjaugée 11 kN/m³,
frottement interne $\varphi_2 = 25°$,
cohésion $c = 0$,
coefficients de poussée sur $BC$ $\left(\delta = \frac{2}{3}\varphi_2\right)$
$k_{a\gamma} \doteq k_{aq} = 0{,}364$.

Mur : $h_1 = 6{,}50$ m $h_2 = 2{,}50$ m $FA = 1$ m
$KB = 4$ m et $DC = 5$ m.

Par mesure de sécurité, on négligera la butée du terrain de fondation sur la face avant de la semelle.



**On demande :**

**1) L'excentricité de la résultante des forces sur la base $CD$ de la fondation, y a-t-il des efforts de traction ?**

**2) La contrainte maximale de compression du sol de fondation.**

**3) Le coefficient de sécurité vis-à-vis du renversement par rapport au point $D$ (rapport des moments des forces de stabilisation et de renversement).**

**4) Le coefficient de sécurité au glissement. (On admettra que le coefficient de frottement du sol de fondation sur le béton de la semelle est égal à tg $\varphi_2$.)**

*Remarque importante* :

$k_{a\gamma}$ et $k_{aq}$ sont les coefficients de poussée oblique ; $K_{a\gamma}$ et $K_{aq}$ sont les coefficients de poussée « normale » ($K_{a\gamma} = k_{a\gamma} . \cos \delta$).

**Réponse :**

1) $e = 0{,}64$ m (à l'intérieur du tiers central),
2) $\sigma = 280$ kPa,
3) $F_r = 2{,}7$,
4) $F_g = 1{,}35$. Le mur périt par poinçonnement du sol de fondation.

*N.B.* : On trouvera dans le chapitre 7 du Sanglerat-Olivari-Cambou (Tome II) la solution détaillée des trois problèmes ci-dessus, ainsi que celle des huit autres problèmes relatifs au calcul de murs de soutènement, dont deux relatifs à des ouvrages en Terre Armée.

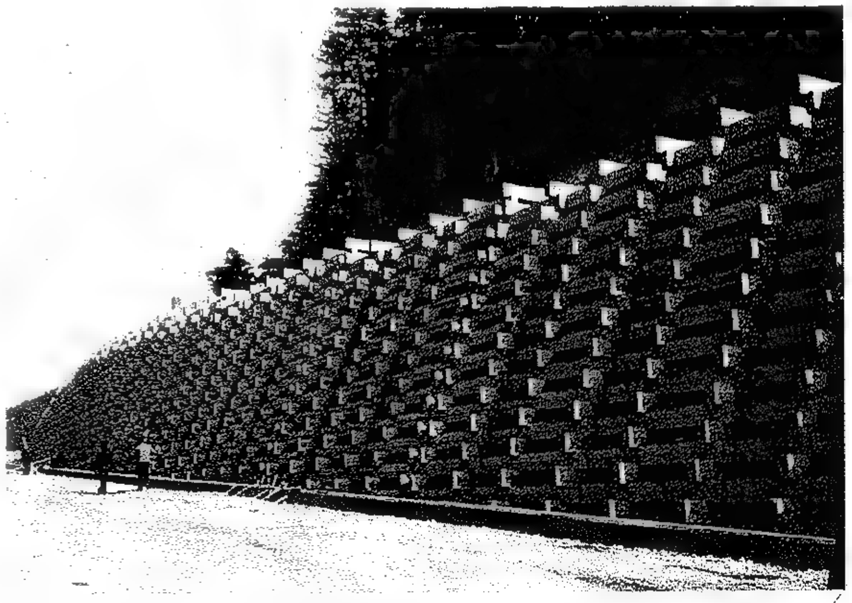


FIG. VI-49. — Mur cellulaire Peller, route d'accès au tunnel routier de Fréjus.

CHAPITRE VII

# RIDEAUX DE PALPLANCHES

## 7.1 PALPLANCHES ET BUTÉE.

### 7.1.1 Généralités.

Les rideaux de palplanches métalliques sont de plus en plus fréquemment utilisés dans les ouvrages, soit à titre définitif (bajoyer d'écluse, mur de quai), soit à titre provisoire (batardeaux). Parallèlement on a dû reconnaître que les méthodes classiques de calcul des rideaux, élaborées vers 1930, donnaient des résultats très approximatifs pour le moment fléchissant maximal et pour les efforts dans les ancrages. Aussi, dans un double but de sécurité et d'économie, les rideaux de palplanches ont-ils fait l'objet d'études approfondies depuis une trentaine d'années. On doit citer en particulier les noms de Tschebotarioff et de Rowe.

La matière de ce chapitre est actuellement en profonde évolution. Les méthodes classiques sont encore très largement utilisées mais leurs insuffisances sont notoires. Plusieurs nouvelles méthodes ont été proposées, mais aucune ne fait l'objet d'un usage général.

On se limitera, dans cet ouvrage, à l'étude des rideaux plans qui conduisent à des problèmes à deux dimensions ; il ne faut pas oublier pourtant que les très grandes réalisations en palplanches se présentent souvent sous la forme de constructions cellulaires.

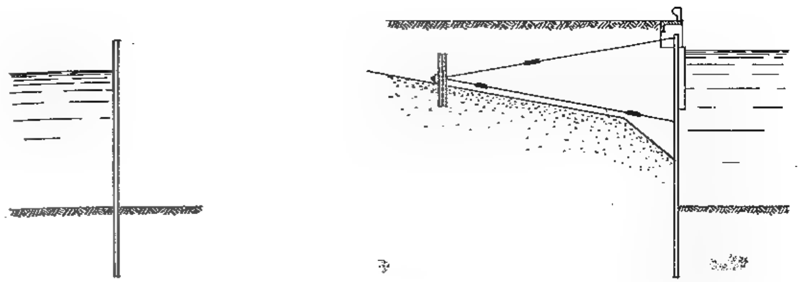
On distingue :

— les rideaux ancrés,

— les rideaux sans ancrage.

Dans ce dernier cas, la stabilité du rideau est assurée uniquement par les réactions du sol sur la partie enterrée que l'on appelle la fiche, c'est le cas de la plupart des batardeaux (Fig. VII-1 *a*). Les rideaux ancrés au contraire doivent une part de leur stabilité à une ou plusieurs lignes de tirants qui sont reliés à des plaques d'ancrage enterrées dans le sol à quelque distance de la paroi. Ces tirants sont attachés sur le rideau dans sa moitié supérieure. Les murs de quai en palplanches sont généralement des rideaux ancrés (Fig. VII-1 *b*).

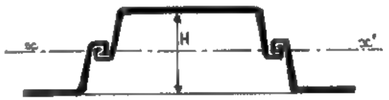




*a*) Batardeau. *b*) Mur de quai ou bajoyer d'écluse.

Fig. VII-1. — Ouvrages en palplanches.

Les rideaux ancrés résistent donc à la poussée des terres à la fois grâce aux efforts d'ancrage et grâce à la butée sur la fiche. La flexibilité du rideau et l'importance de la fiche jouent un grand rôle dans la détermination de la butée. De façon classique, on distingue le rideau simplement buté en pied et le rideau encastré en pied. Le rideau simplement buté en pied correspond à une faible valeur de la fiche ; si on la raccourcit tant soit peu, la butée du sol devient insuffisante pour assurer la stabilité du rideau qui cède du pied. Le rideau encastré en pied correspond à une valeur plus élevée de la fiche ; en principe dans ce type d'équilibre, le pied de la palplanche est immobile ; c'est la résistance de l'ancrage qui conditionne la stabilité du rideau.




H hauteur

I moment quadratique par rapport à $xx'$

$\frac{2I}{H}$ module de résistance

Fig. VII-2. — Caractéristiques d'une palplanche.

Le tableau ci-dessous donne quelques indications sur les caractéristiques de différents profils de palplanches de type courant (Fig. VII-2).

Tableau I

| | Hauteur (cm) | Poids de 1 m² de paroi (kg) | Module de résistance par mètre de paroi (cm³) |
|---|---|---|---|
| Larssen I ..... | 15 | 100 | 500 |
| Larssen III .... | 24,7 | 155 | 1 360 |
| Larssen IV .... | 31 | 187 | 2 040 |
| Larssen V ..... | 34,4 | 238 | 2 960 |

### 7.1.2 Poussée et butée.

On vient de voir que la stabilité des palplanches est due, en tout ou en partie, à la butée des terres sur la fiche. Il en va de même pour les plaques d'ancrage. L'étude de la butée est donc une étape indispensable du calcul des rideaux de palplanches. Il est facile de développer une théorie de la butée analogue à la théorie de la poussée exposée dans le chapitre précédent, c'est-à-dire de développer les modalités pratiques d'application du schéma de Boussinesq au calcul de la butée. On verra plus loin le champ d'application de cette théorie.

Puisque l'on a en vue le calcul des rideaux de palplanches, on mettra l'accent sur les forces horizontales et par conséquent sur les composantes normales des contraintes (les rideaux sont verticaux). Dans le cas de la poussée, la composante normale $\sigma$ de la contrainte est de la forme (cf. § 6.2.7) :

$$\sigma = K_{a\gamma} . \gamma r + K_{aq} . q - K_{ac} . c .$$

Par des raisonnements calqués sur ceux qui ont servi pour la poussée, on aboutit dans le cas de la butée à une formule identique :

$$\sigma = K_{p\gamma} . \gamma r + K_{pq} . q + K_{pc} . c .$$

On rappellera simplement que cette formule qui résulte de l'application du théorème sur la superposition des états d'équilibre n'est pas rigoureuse ; en effet, les lignes de glissement dans les milieux pesants sont différentes de celles des milieux non pesants, cette différence est d'ailleurs encore plus sensible pour la butée que pour la poussée.

Le coefficient $K_{p\gamma}$ se déduit aisément du coefficient de butée $k_{p\gamma}$ lu dans les tables de Caquot-Kérisel ($K_{p\gamma} = k_{p\gamma} \cos \delta$). Dans le cas particulier d'un écran vertical et d'un terre-plein horizontal (ce qui est presque toujours le cas des rideaux de palplanches), les tables donnent directement la valeur de $K_{p\gamma}$ pour $\delta = + \varphi$, 0 ou $- \varphi$.

Le coefficient $K_{pq}$ peut se calculer de la même manière en utilisant les tables de l'Herminier et Absi. Si l'on ne dispose pas de ces tables, il est difficile d'éviter le calcul à partir des formules littérales données dans le chapitre V, car l'approximation $K_\gamma = K_q (\beta = \lambda = 0)$ qui avait servi dans le cas de la poussée, donne ici des résultats très médiocres.

Dans le cas le plus courant, écran vertical, terre-plein horizontal et surcharge verticale, on a :

$$K_{pq} = \frac{\cos \delta (\cos \delta + \sin \varphi \cos \omega_\delta)}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{-(\delta + \omega_\delta) \operatorname{tg} \varphi}$$

(on rappelle que cette formule n'est valable que si $\delta$ est négatif). Lorsque $\delta = - \varphi$, la formule se simplifie :

$$K_{1pq} = (1 + \sin \varphi) \, e^{\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) \operatorname{tg} \varphi} .$$



On peut alors utiliser aussi une formule approchée légèrement plus simple due à Brinch Hansen :

$$K_{1pq} = K_{1p\gamma} - 0{,}007(e^{9 \sin \varphi} - 1) .$$

Le coefficient $K_{pc}$ résulte de l'application du théorème des états correspondants. On a :

$$K_{pc} = \frac{K_{pq} - 1}{\operatorname{tg} \varphi} .$$

Toutefois, pour démontrer cette formule, il faut admettre l'hypothèse simplificatrice :

$$\frac{a}{c} = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \varphi}$$

concernant l'adhérence du terrain sur le mur. On se rappellera d'autre part que le coefficient $K_{pq}$ qui entre dans cette formule est relatif à la transmission d'une surcharge normale ; il n'est donc pas forcément égal au coefficient $K_{pq}$ utilisé pour le calcul de l'influence de la surcharge. Toutefois, quand le terre-plein est horizontal et la surcharge verticale, ces deux coefficients sont identiques.

L'intensité de la résultante de butée et son point d'application se déterminent comme dans le cas de la poussée à partir de la répartition des contraintes (on a affaire à un diagramme de répartition rectangulaire, triangulaire ou trapézoïdal).

Il existe aussi des méthodes graphiques de détermination de la butée. Elles sont plus difficiles à mettre en œuvre que la méthode de Culmann, car il faut utiliser des lignes de glissement incurvées pour obtenir des résultats corrects. Les deux méthodes les plus employées sont celle de la spirale logarithmique et celle du cercle de frottement.

Comme on le verra plus loin, cette théorie de la butée peut s'appliquer sans retouche au calcul des rideaux d'ancrage.

### 7.1.3 Expériences de Tschebotarioff à Princeton (Etats-Unis).

La distribution des contraintes de butée et de poussée le long d'un rideau déformable, ancré ou non, est restée longtemps fort mal connue. La théorie de la butée exposée ci-dessus implique une répartition linéaire, il en va de même pour la théorie de la poussée développée dans le chapitre précédent. L'utilisation de ces schémas pour le calcul des palplanches n'est évidemment valable que dans la mesure où la distribution réelle des contraintes diffère peu de la distribution théorique. Certaines insuffisances des méthodes classiques qui découlent de ces schémas ont montré la nécessité de développer les recherches expérimentales dans ce domaine.

A l'heure actuelle, une ample moisson de renseignements a été obtenue tant sur la distribution des moments fléchissants et des contraintes que sur la déformation des palplanches. Les expériences de Tschebotarioff, entre autres, y ont contribué de façon fort importante. Ces expériences se sont déroulées de

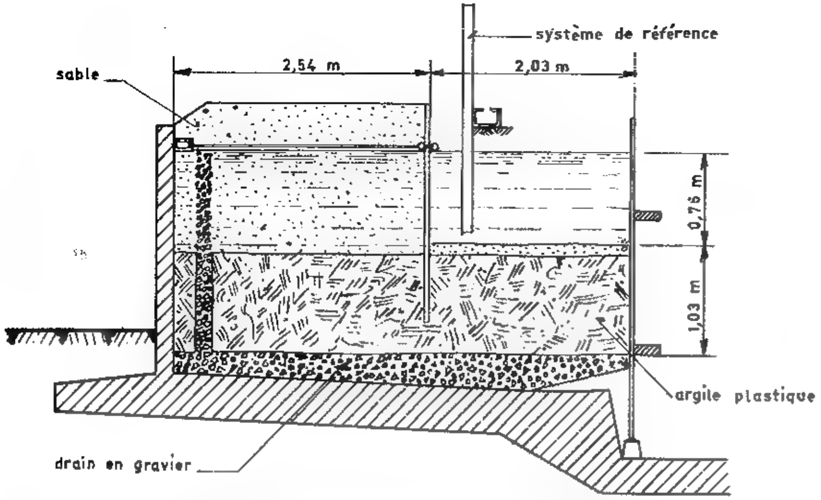



FIG. VII-3. — Modèle réduit de Tschebotarioff.

1943 à 1949 à l'université de Princeton, elles étaient entreprises pour le compte de la marine des Etats-Unis. Des modèles réduits de palplanches (à l'échelle du 1/5 ou du 1/10) étaient placés dans une grande cuve en béton (Fig. VII-3). On pouvait mesurer directement la déformation de la palplanche, des jauges de contraintes permettaient de mesurer les contraintes dans le métal et par suite de déterminer la distribution des moments fléchissants le long de la palplanche. Une double différentiation donnait enfin la distribution des contraintes résiduelles (différence entre les contraintes normales de part et d'autre de la palplanche).

De son côté, Rowe a étudié l'effet de la flexibilité de la palplanche sur le moment fléchissant maximal. Il a publié en 1952 le premier d'une importante série de mémoires sur la question.

Brinch Hansen a, lui, orienté sa recherche vers la détermination des lignes de glissement dans le massif en liaison avec la déformation des palplanches. On donnera plus loin quelques indications sur les résultats obtenus ainsi que sur les méthodes de calcul qui en découlent.

## 7.2 CALCUL CLASSIQUE DES RIDEAUX DE PALPLANCHES.

### 7.2.1 Rideaux sans ancrage. Contre-butée.

On traitera d'abord du rideau sans ancrage. La théorie classique considère que le rideau pivote autour d'un axe situé légèrement au-dessus de son extrémité inférieure. Le déplacement du rideau, s'il est assez important, provoque au-dessus de l'axe de rotation la formation de deux zones plastiques correspondant aux schémas de Boussinesq, poussée à gauche et butée à droite (Fig. VII-4 *a*). Au-dessous de l'axe de rotation au contraire, le terrain situé à gauche de la



palplanche est refoulé, il oppose une contre-butée, tandis que le terrain à droite est décomprimé. Ces derniers phénomènes sont plus difficiles à étudier, mais c'est de peu d'importance puisque l'axe de rotation est au voisinage de la partie inférieure du rideau. Au moment de la rupture, la distribution des contraintes normales doit donc ressembler à celle qui est indiquée sur la figure VII-4 *b*. On trouve d'abord à partir du sommet du rideau et jusqu'au voisinage de l'axe de rotation, la distribution de Boussinesq, tant en poussée qu'en butée. Puis plus bas, la contrainte à gauche augmente brusquement du fait de la contre-butée, tandis qu'à droite au contraire, elle tend assez vite vers zéro.

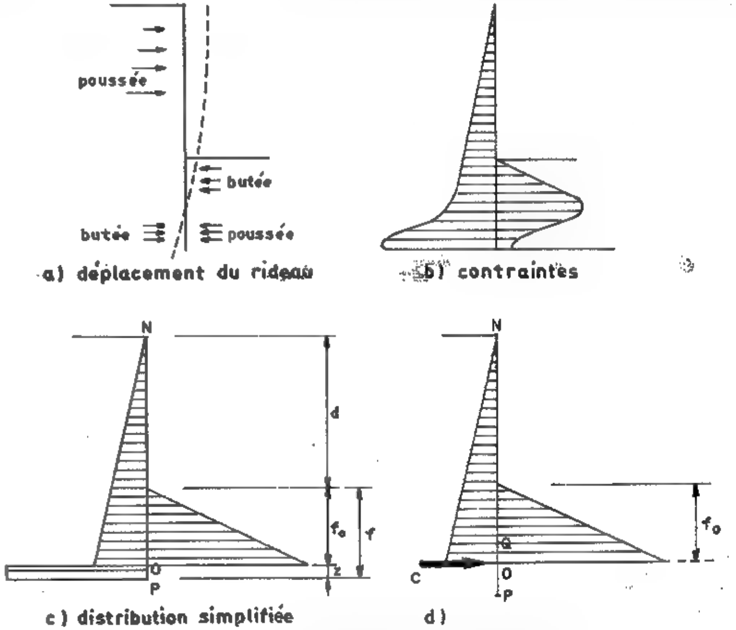



FIG. VII-4. — Rideau sans ancrage.

Pour les besoins du calcul, on remplace alors la distribution des contraintes de la figure VII-4 *b* par la distribution plus simple de la figure VII-4 *c*. Au-dessus du point $O$ à la profondeur $f_0$, on a les deux distributions de Boussinesq (on reviendra sur cette question dans le paragraphe 7.2.4). Au-dessous de ce même point, on a uniquement une contrainte constante de contre-butée sur une profondeur $z$. On peut utiliser encore les schémas de Boussinesq pour calculer au point $O$ l'intensité $\sigma_c$ de la contrainte de contre-butée, mais cette fois la butée règne à gauche et la poussée à droite ($\sigma_c$ est égale à la différence des composantes normales).

La résultante des efforts de contre-butée est une force d'intensité $C = \sigma_c z$ appliquée au milieu du segment $OP$. Toujours pour faciliter le calcul, on admet

que l'on peut sans grande erreur transporter cette force au point $O$. Le calcul du tronçon $NO$ du rideau devient alors très facile. C'est un problème isostatique comportant deux inconnues : la profondeur $f_0$ et l'intensité $C$ de la contre-butée (Fig. VII-4 $d$).

En écrivant que le moment résultant en $O$ de toutes les forces appliquées est nul, on élimine l'inconnue $C$ et l'on obtient une équation du troisième degré en $f_0$ ; $f_0$ étant connu, on en déduit l'intensité des forces de butée et de poussée et donc par différence la contre-butée $C$, d'où l'on tire la valeur de la surprofondeur $z$. On a donc ainsi déterminé la fiche $f = f_0 + z$ et la longueur des palplanches. On s'abstient assez souvent de calculer $z$ en utilisant la formule approchée $f = 1{,}2\, f_0$, ce résultat est du côté de la sécurité.

Il reste à calculer le moment fléchissant maximal $M_{max}$, il suffit pour cela de trouver le point $Q$ où l'effort tranchant est nul (la poussée sur le tronçon $NQ$ est égale à la butée sur le même tronçon). La donnée du moment fléchissant maximal $M_{max}$ détermine le module de résistance de palplanche à utiliser.

La contrainte dans l'acier en effet est égale à $\frac{M_{max}}{M_R}$ où $M_R$ est le module de la palplanche, cette contrainte $\sigma$ doit être inférieure à la contrainte admissible $\sigma_a$, on a donc

$$\sigma = \frac{M_{max}}{M_R} \leqslant \bar{\sigma}_a$$

d'où l'on tire :

$$M_R \geqslant \frac{M_{max}}{\sigma_a} = M_{R_0} .$$

Il faut en pratique choisir dans la gamme des palplanches disponibles, celle dont le module est immédiatement supérieur au module $M_{R_0}$.

On notera que du point de vue mathématique, les deux inconnues sont $f_0$ et $C$, mais que du point de vue pratique, ce sont la longueur totale et le module des palplanches.

La méthode que l'on vient d'exposer est un calcul à la rupture en ce qui concerne le sol ; il est donc indispensable d'introduire un coefficient de sécurité. La manière de faire la plus répandue consiste à diviser les différents coefficients de butée calculés à partir des tables par le coefficient de sécurité désiré (2 en général) et à utiliser ces nouveaux coefficients dans les calculs de fiche et de moment sans modifier les coefficients de poussée.

La détermination du module de la palplanche dépend entre autres du choix de la contrainte admissible $\sigma_a$. On adopte habituellement pour $\sigma_a$ les valeurs utilisées normalement en construction métallique (140 à 160 MPa par exemple pour l'acier doux). On introduit ainsi un nouveau coefficient de sécurité qui se superpose à celui dont on vient de parler à l'alinéa précédent. Cette remarque vaut également pour les rideaux ancrés que l'on va étudier dans les paragraphes suivants. Cette superposition de coefficients de sécurité peut paraître excessive, on aura l'occasion de revenir sur cette question dans le cours de l'article 7.3.



### 7.2.2 Rideaux ancrés encastrés en pied.

Le calcul des rideaux encastrés en pied a quelque analogie avec celui des rideaux sans ancrage (un rideau sans ancrage est forcément encastré en pied). On utilise pour le calcul des rideaux ancrés la même distribution de contraintes que pour les rideaux sans ancrage avec les mêmes simplifications.

**Méthode de la ligne élastique.**

On se trouve maintenant en face d'un problème hyperstatique puisqu'il y a trois inconnues : la profondeur $f_0$, l'effort d'ancrage $A$ et la contre-butée $C$ (Fig. VII-5).

L'étude de la déformation de la palplanche permet de lever l'indétermination. On s'impose en effet que la déformée de la palplanche ou « ligne élastique » satisfasse à certaines conditions : le pied de la palplanche au niveau de la contrebutée est immobile, la tangente à la palplanche en ce point reste verticale, la ligne élastique passe par l'extrémité du tirant d'ancrage.

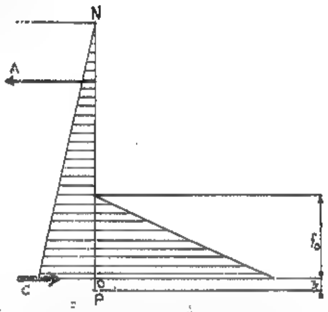


FIG. VII-5. — Rideau encastré en pied (hypothèses classiques).

Cette méthode de la ligne élastique est extrêmement longue, car il faut opérer par tâtonnement, elle n'est pratiquement plus employée. On lui préfère un calcul beaucoup plus rapide dû à Blum, connu sous le nom de méthode de la poutre équivalente.

**Méthode de Blum, dite de la « poutre équivalente ».**

La figure VII-6 représente la distribution des moments fléchissants dans un rideau encastré en pied, telle qu'on peut la calculer par la méthode de la ligne élastique. On constate qu'au point $R$ situé légèrement en dessous du fond de fouille, le moment fléchissant est nul. L'idée de Blum consiste à rendre le problème isostatique en fixant *a priori* la position de ce point $R$ de moment nul. En appliquant la méthode de la ligne élastique à de nombreux cas particuliers, Blum a cru pouvoir établir une relation empirique entre la position du point de moment nul (déterminée par la longueur $a$ de la figure VII-6) et l'angle de frottement interne du terrain. Cette relation est représentée sur la figure VII-7.

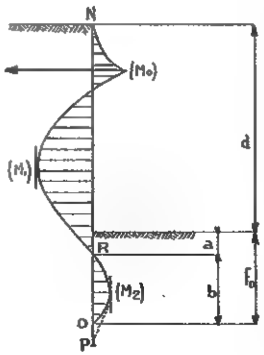


FIG. VII-6. — Répartition des moments fléchissants dans un rideau encastré en pied.

En pratique, lorsque $\varphi$ est compris entre 25° et 35° on peut admettre que

$$a = 0{,}1\, d .$$

Si donc on accepte les résultats de Blum, on se donne la valeur de $a$ et l'on rend ainsi le problème isostatique. Le calcul ne présente alors aucune difficulté.

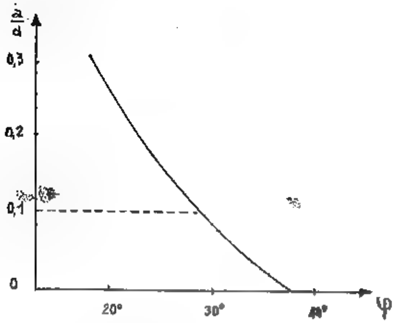
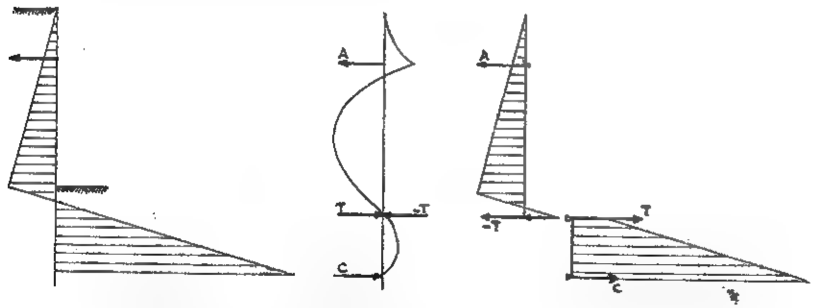



FIG. VII-7. — Détermination du point de moment nul (méthode de Blum).

La partie $NR$ de la palplanche peut être calculée comme une poutre droite reposant sur deux appuis, au point d'ancrage et au point de moment nul. On détermine ainsi l'effort d'ancrage $A$ et l'effort tranchant $T$ au point de moment nul (Fig. VII-8). La partie $RO$ de la palplanche peut être calculée comme une poutre droite de portée inconnue reposant sur deux appuis, au point de moment nul et au point d'action de la contre-butée ; la portée est inconnue mais par contre on connaît la réaction d'appui $T$, les deux inconnues dans le calcul de cette deuxième poutre sont donc la portée $b = f_0 - a$ et l'autre réaction d'appui, c'est-à-dire la contre-butée. Enfin, comme pour les rideaux non ancrés, on adoptera $f = 1{,}2\,f_0$.




*a*) Contraintes résiduelles. *b*) Moments fléchissants. *c*) Poutres équivalentes.

FIG. VII-8. — Méthode de la poutre équivalente (Blum).

L'expérience a d'ailleurs montré que le point de moment nul était assez voisin du point de contrainte résiduelle nulle. Aussi certains calculateurs préfèrent-ils modifier légèrement la méthode originale de Blum et adopter pour règle : le point de moment nul est confondu avec le point de pression nulle (Fig. VII-9).



Cette formule présente deux avantages : les caractéristiques particulières du problème interviennent de façon plus accusée dans la détermination du point de moment nul, le calcul de la poutre équivalente inférieure est bien simplifié (si la couche de terrain correspondante est homogène), puisque la répartition des contraintes est triangulaire.

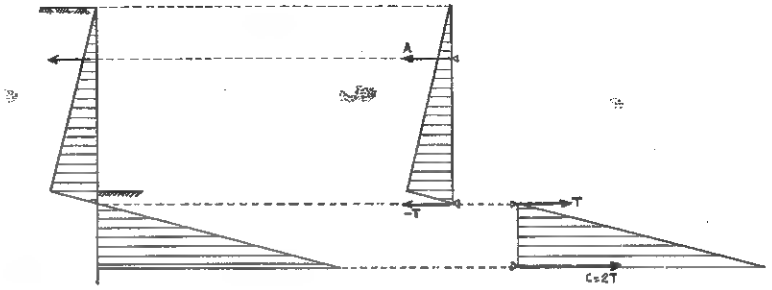



FIG. VII-9. — Méthode de Blum modifiée.

Il faut remarquer que le moment fléchissant maximal est généralement celui qui se produit vers le milieu de la palplanche, là où la poussée est égale à l'effort d'ancrage (moment $M_1$ de la Fig. VII-6) ; il est bien rare que le moment maximal dans la partie inférieure de la fiche (moment $M_2$) lui soit supérieur. Il faut toutefois s'assurer que le moment au point d'ancrage (moment $M_0$) n'a pas une valeur plus forte, ce qui peut arriver lorsque l'ancrage est placé assez bas.

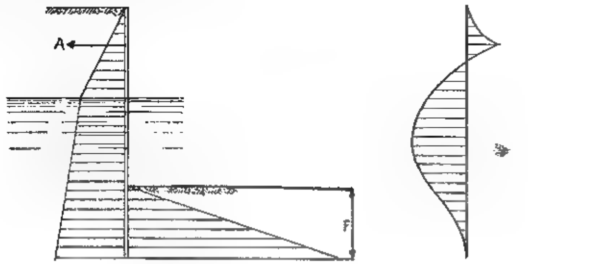
Ce type de rideau encastré en pied ne peut pas périr en principe par insuffisance de butée (ce serait alors un rideau simplement buté). Certains auteurs avec Terzaghi estiment donc inutile d'utiliser un coefficient de sécurité pour la butée ; on rappelle qu'il n'est pas de pratique courante d'utiliser de tels coefficients pour la poussée.

### 7.2.3 Rideaux ancrés simplement butés en pied.

Comme on l'a indiqué plus haut, la fiche des rideaux ancrés simplement butés en pied est en principe juste suffisante pour assurer la stabilité de l'ouvrage. Dans ces conditions, l'ensemble du rideau est susceptible de pivoter autour du point d'attache des tirants et chaque face ne supporte que des contraintes de butée ou que des contraintes de poussée, il n'y a pas de contre-butée. La répartition des contraintes de part et d'autre du rideau dépend de l'amplitude de la rotation des palplanches, du déplacement de l'ancrage et de la flexibilité du rideau. La théorie classique ignore ces phénomènes et l'on adopte, tant en poussée qu'en butée, les schémas de Boussinesq.

Le problème est isostatique et comporte deux inconnues : la fiche $f$ et l'effort d'ancrage $A$ (Fig. VII-10). En écrivant que le moment résultant par rapport au point d'ancrage de l'ensemble des forces appliquées est nul, on élimine $A$ et l'on obtient une équation du troisième degré en $f$ ; $f$ étant connu, le calcul

de $A$ est immédiat. La figure VII-10 montre également la répartition des moments fléchissants, le moment fléchissant maximal se produit le plus souvent vers le bas de la partie libre de la palplanche.




*a*) Contraintes. *b*) Moments fléchissants.

FIG. VII-10. — Rideau simplement buté en pied.

La butee du terrain est la seule force qui empêche le rideau de pivoter autour du point d'attache du tirant d'ancrage. Il est donc indispensable d'introduire un coefficient de sécurité. D'ordinaire, on divise par 2 les coefficients de butée déduits des tables. Il est également de pratique courante de ne pas utiliser de coefficient de sécurité dans le calcul, mais de multiplier la valeur de la fiche par $\sqrt{2}$ ; ce faisant on double bien la valeur de la butée, mais on augmente aussi légèrement la poussée, si bien que le coefficient de sécurité (défini comme il a été dit plus haut par une division opérée sur les coefficients de butée) correspondant à la nouvelle fiche est inférieur à 2 ; il faudrait multiplier la fiche par 1,7 environ au lieu de 1,41 pour retrouver le coefficient de sécurité de 2.

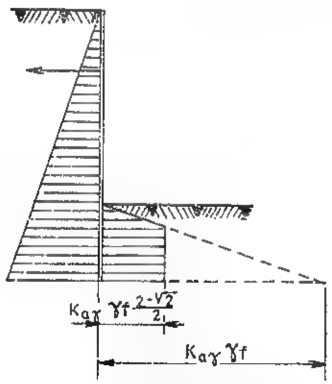



FIG. VII-11. — Mobilisation partielle de la butée (rideau simplement buté en pied).

Certains auteurs enfin avec Terzaghi ont imaginé de tronquer la répartition de la contrainte de butée (Fig. VII-11) pour ne prendre en compte qu'une partie de la butée. La sécurité résulte donc de cette mobilisation partielle de la butée. La nouvelle répartition des contraintes de butée (trapézoïdale) est déterminée de manière à ce que l'intensité de la force de butée correspondante soit égale à la moitié (le coefficient de sécurité de 2 est le plus couramment utilisé dans ce problème) de la butée possible correspondant à la répartition de Boussinesq (triangulaire). Ce procédé complique les calculs, sans pour autant donner plus de garanties.



Les calculs qui viennent d'être présentés tant pour les rideaux encastrés que pour les rideaux simplement butés reposent sur les distributions de contraintes représentées sur la figure VII-5. On a de fortes raisons de penser que la réalité est assez différente. Terzaghi en particulier estime que l'on a tendance, en utilisant ces distributions classiques, à sous-estimer les efforts dans les ancrages car l'on place trop bas la résultante des forces de poussée. Il conseille donc d'augmenter systématiquement de 20 % les efforts calculés dans les ancrages.

### 7.2.4 Choix des coefficients de poussée et de butée.

Les méthodes présentées dans ces trois premiers paragraphes nécessitent la détermination des distributions classiques de poussée et de butée. Les distributions des contraintes sont rarement aussi simples que celles qui sont représentées sur les figures VII-4 *d*, 5 ou 10. Les formules du paragraphe 7.1.2 et les règles de calcul des milieux stratifiés permettent, comme pour les murs de soutènement, de traiter les cas particuliers. Différents coefficients de poussée ou de butée précisent la distribution des contraintes. On sait que ces coefficients dépendent d'un certain nombre de paramètres. Parmi ceux-ci, il en est un dont le choix peut poser un problème, c'est l'obliquité $\delta$ de la contrainte sur le rideau.

Or le choix de $\delta$, en butée surtout, a une influence notable sur les résultats du calcul : fiche, moment fléchissant maximal et éventuellement effort d'ancrage. Il convient donc de choisir les valeurs de $\delta$ avec précaution.

Quelques rares auteurs ont pensé pouvoir prendre en même temps $\delta = +\varphi$ pour la poussée et $\delta = -\varphi$ pour la butée, ce qui conduit évidemment aux résultats les plus favorables ; cela paraît par trop optimiste, il faut être plus sévère. Mais il y a une telle diversité d'opinions sur les valeurs à retenir qu'il est difficile de dégager une règle générale.

Certains bureaux d'études adoptent pour la butée : $\delta = -0{,}7\,\varphi$. Verdeyen propose même de choisir une obliquité telle que :

$$K_p = 2\,\mathrm{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

ce qui conduit à des valeurs plus fortes que la règle précédente.

Mais en général, la plupart des auteurs préconisent d'adopter $\delta = 0$ pour la butée, c'est-à-dire de ne compter que sur la butée que peut développer un équilibre de Rankine. Cette manière de faire conduit peut-être à un léger surcroît de sécurité qu'il paraît raisonnable d'admettre pour le calcul du comportement définitif des ouvrages. Toutefois, il est possible de prendre en compte une butée plus forte pour les calculs correspondant à la période d'exécution de l'ouvrage ou lorsque l'ouvrage définitif ne doit pas rester en charge plus de quelques mois. On adoptera alors une valeur supérieure de 30 % à 50 % à celle de l'équilibre de Rankine.

Le choix de $\delta$ en poussée à moins d'influence, les valeurs les plus couramment utilisées sont 0 et $\frac{2}{3}\ \varphi$. Dans les milieux pulvérulents, il faut néanmoins être prudent lorsque le rideau ne peut se déplacer en tête (ancrage indéformable) il est judicieux dans ce cas de majorer la poussée de 50 %.

### 7.2.5 Calcul de l'ancrage.

**Membrure d'ancrage.**

Le calcul complet d'un rideau de palplanches doit comporter le calcul des tirants et des plaques d'ancrage. On supposera que les tirants sont placés à égale distance les uns des autres, l'intervalle entre deux tirants est $L$. La traction du tirant est alors sensiblement égale à $AL$. Chaque tirant intéresse en général plusieurs palplanches, il faut donc solidariser celles-ci entre elles, c'est le rôle de la *membrure d'ancrage*.

On calculera cette membrure comme une poutre continue sur appuis équidistants supportant une charge de densité uniforme $A$. Si l'on assimile cette membrure à une poutre de longueur illimitée reposant sur des appuis de niveau, le moment fléchissant maximal est négatif, il se produit sur les appuis, c'est-à-dire aux points d'attache des tirants, il a pour intensité $\frac{AL^2}{12}$. Mais la membrure n'est pas illimitée et les tirants cèdent plus ou moins, si bien qu'il faut envisager des dénivellations d'appuis, cette circonstance a pour effet d'augmenter le moment fléchissant maximal positif dans certains tronçons. Aussi calcule-t-on habituellement la membrure en fonction d'un moment fléchissant maximal (positif ou négatif) évalué à $\frac{AL^2}{10}$.

**Rideaux d'ancrage.**

Les rideaux d'ancrage doivent résister à la traction des tirants et par conséquent développer dans le terrain une butée suffisante. L'intensité de cette butée dépend, entre autres, de la position de la plaque par rapport au rideau.

La figure VII-12 montre, conformément aux hypothèses classiques et pour $\delta = 0$, les zones plastiques de poussée et de butée régnant respectivement au voisinage de la palplanche et du rideau d'ancrage. Il est évident que ces deux zones ne doivent pas se recouper ; s'il en était autrement, on observerait en certains points du massif, à la fois un équilibre de poussée et un équilibre de butée, ce qui est impossible. Autrement dit, si le tirant n'a pas une longueur suffisante pour que les deux zones plastiques en question ne s'interpénètrent pas, un état d'équilibre moins favorable s'établira dans le terrain et le rideau d'ancrage développera une butée inférieure à celle qui résulte du schéma classique. On remarquera sur la figure VII-12 que le prisme de poussée ne se développe pas jusqu'au pied de la palplanche. *On admet habituellement que ce prisme a pour sommet le point de contrainte résiduelle nulle.*

Une autre condition intervient également pour fixer la longueur de l'ancrage,



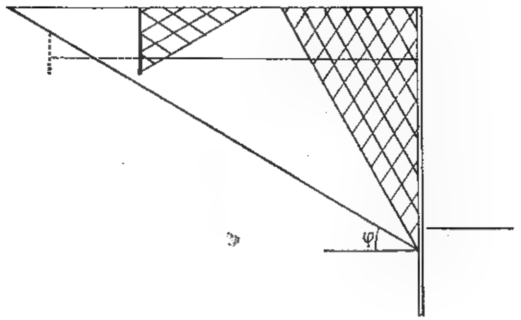



FIG. VII-12. — Implantation des rideaux d'ancrage.

il convient que la masse de terre comprise entre la plaque d'ancrage et la palplanche soit en équilibre. On admet que cette condition est vérifiée lorsque la partie supérieure de l'ancrage est située en dessous d'une ligne passant par le point de contrainte résiduelle nulle, faisant avec l'horizontale un angle $\varphi$. L'expérience montre que les deux conditions ci-dessus sont surabondantes et que les tirants pourraient être plus courts. On pourrait d'ailleurs vérifier l'équilibre d'ensemble de la palplanche et de son ancrage d'une manière plus rigoureuse (méthode de Kranz ou de Brinch Hansen).

Lorsque le rideau d'ancrage règne jusqu'à la surface du sol (Fig. VII-13 *a*), il est facile de déterminer la résistance maximale qu'il peut exercer sur le tirant. On peut, en effet, utiliser le schéma de Boussinesq de part et d'autre de la plaque sans commettre d'erreur grave, les formules du paragraphe 7.1.2 s'appliquent donc telles quelles. La résistance que l'ancrage peut opposer est égale à la différence entre la butée qui s'exerce sur une de ses faces et la poussée qui s'exerce sur l'autre. Il convient là encore de faire usage d'un coefficient de sécurité.

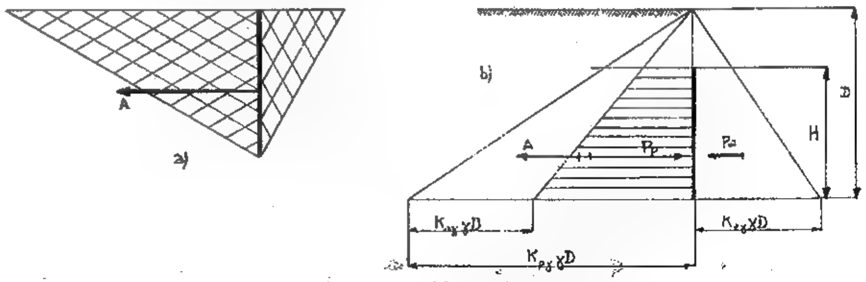



FIG. VII-13. — Rideaux d'ancrage.

Le problème est plus délicat quand le rideau d'ancrage est enterré, l'équilibre qui règne alors dans le terrain est mal connu. La figure VII-13 *b* indique l'hypothèse que l'on utilise généralement pour calculer la résistance du rideau. Cette méthode donne vraisemblablement des valeurs trop faibles. En particu-

lier lorsque la hauteur $H$ du rideau est supérieure à $\frac{D}{2}$ ($D$ est la distance qui sépare le pied du rideau de la surface libre), l'expérience montre que tout se passe comme si le rideau était prolongé jusqu'à la surface du sol.

Ces calculs toutefois, ne sont corrects, comme on l'a indiqué plus haut, que dans la mesure où le tirant d'ancrage est assez long pour que le prisme de butée devant l'ancrage n'interfère pas avec le prisme de poussée derrière le rideau de palplanches. S'il en va autrement, la résistance de l'ancrage a une valeur plus faible. Terzaghi propose d'évaluer cette perte de résistance en examinant ce qui se passe sur le segment *ab* (Fig. VII-14) à l'intersection des deux prismes de poussée et de butée. La résultante des contraintes qui agissent sur *ab* ne peut dépasser de beaucoup l'intensité de la poussée $P'_a$. Le calcul de l'effort d'ancrage, dans l'hypothèse de la figure VII-13, postule, par contre, que, sur ce même segment règne la butée $P'_p$. Terzaghi indique donc que la réduction de l'effort d'ancrage doit être à peu près égale à :

$$P'_p - P'_a .$$

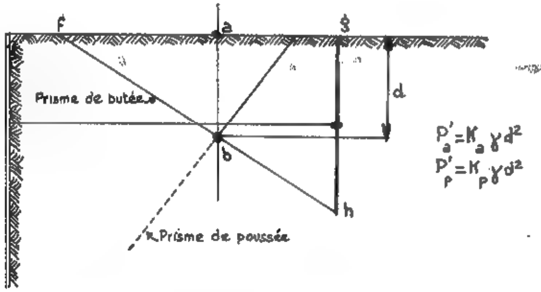



FIG. VII-14. — Influence de la longueur d'ancrage sur la résistance de l'ancrage.

Lorsque l'ancrage est très enterré (poutre d'ancrage), la forme des zones plastiques de part et d'autre de la poutre, est très différente des prismes classiques utilisés plus haut. Les considérations précédentes ne s'appliquent plus. On admettra en première approximation, que la résistance que peut offrir cette poutre, est égale à la force portante (cf. chapitre IX) d'une semelle filante horizontale de même largeur que la hauteur de la poutre et située à la même profondeur moyenne.

**Plaques d'ancrage.**

Lorsque les différentes plaques d'ancrage sont indépendantes les unes des autres et ne forment pas un rideau continu (Fig. VII-15), on n'est plus dans le cas des équilibres à deux dimensions, on ne peut donc, en principe, utiliser les schémas classiques étudiés jusqu'ici. C'est malgré tout, ce qui se fait très généralement.



L'hypothèse la plus simple consiste à supposer que l'effort d'ancrage $AL$ transmis par le tirant est équilibré, au coefficient de sécurité près, par la résultante des efforts $B(P_p - P_a)$ qui se manifestent de part et d'autre de la plaque. Cette hypothèse toutefois, paraît pessimiste ; on peut aussi en première approximation, prendre en compte le frottement qui agit sur les deux surfaces triangulaires verticales *fgh* passant par les extrémités de la plaque (Fig. VII-14 et VII-15). En effet, lorsque le tirant se met en traction, la plaque tend à refouler une certaine masse de terre dont les faces latérales contribuent à la résistance d'ensemble.

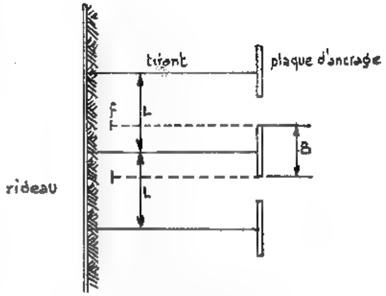



FIG. VII-15. — Plaques d'ancrage indépendantes.

La poussée qui agit perpendiculairement à l'une des faces *fgh* a une intensité $P_0$ qui correspond sensiblement à l'utilisation du coefficient de poussée des terres au repos (cf. § 6.1.3). Dans le plan de la face, on pourra donc mobiliser une résistance $P_0$ tg $\varphi$ lors d'un déplacement.

En définitive, on écrira, toujours au coefficient de sécurité près :

$$AL = B(P_p - P_a) + 2\,P_0 \text{ tg } \varphi$$

(on notera que dans cette formule $P_0$ est une force, tandis que $A$, $P_p$ et $P_a$ sont des forces par unité de longueur).

Si les plaques sont relativement rapprochées, cette formule elle-même donne des résultats trop faibles et dès que $B + H$ dépasse sensiblement $L$ (où $B$ et $H$ sont respectivement la largeur et la hauteur de la plaque, $L$ l'écartement des tirants), on peut admettre que tout se passe comme s'il y avait un rideau d'ancrage continu.

**Ancrages doubles.**

On a intérêt à placer les ancrages aussi bas que possible pour diminuer les moments fléchissants dans les palplanches. On est le plus souvent limité par la présence d'un plan d'eau. Il arrive néanmoins que la ligne des tirants soit placée assez bas, il faut alors éviter le déversement de la partie supérieure du rideau. On obtient ce résultat grâce à une deuxième ligne de tirants attachés en tête du rideau. Pour calculer ce nouvel ancrage on admet généralement qu'il doit pouvoir équilibrer le tiers de la poussée qui s'exerce sur la partie du rideau située au-dessus de l'ancrage principal.

Lorsqu'il est nécessaire de prévoir deux lignes de tirants superposés, il est indispensable de les fixer sur la même plaque d'ancrage (Fig. VII-16 *a*). En effet, la disposition représentée sur la figure VII-16 *b* est dangereuse car si le terrain n'est pas homogène, les déplacements des deux plaques d'ancrage

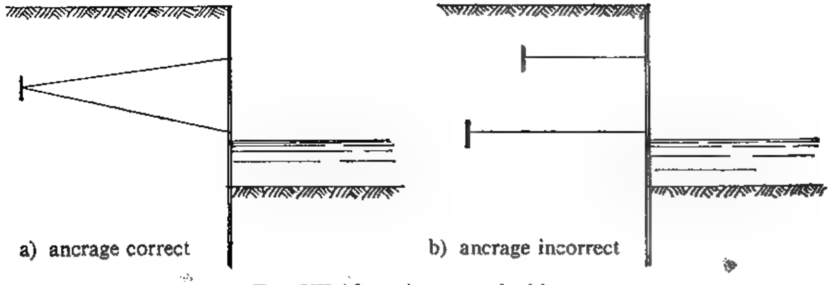



FIG. VII-16. — Ancrages doubles.

peuvent être différents. Tout l'effort se concentre alors sur l'une des deux plaques au détriment de la sécurité de l'ensemble.

Les efforts dans les deux tirants, haut et bas, sont inégaux, mais il peut être recommandé, dans certains cas, de prévoir des sections identiques, si l'on a des raisons de craindre des erreurs de mise en place.

## 7.3 NOUVELLES MÉTHODES DE CALCUL DES RIDEAUX ANCRÉS.

### 7.3.1 Critique des méthodes classiques.

Les deux méthodes de calcul des rideaux ancrés qui viennent d'être exposées sont loin d'être satisfaisantes. On peut émettre des doutes sérieux au sujet de certaines des hypothèses avancées : il paraît difficile d'admettre par exemple dans la méthode de la ligne élastique que le pied de la palplanche est immobile et que simultanément la palplanche reste verticale, on voit mal comment le terrain pourrait développer les contraintes nécessaires pour assurer cet encastrement puisque précisément la palplanche est censée être immobile.

Le calcul d'un rideau simplement buté en pied s'accompagne toujours de l'utilisation d'un coefficient de sécurité, ce qui conduit à adopter pour la fiche une valeur bien supérieure à celle qui correspond effectivement à la rupture du rideau par défaut de butée ; on peut alors se demander quelle est la signification du moment maximal calculé, puisque ce moment se rapporte à une palplanche travaillant vraisemblablement dans des conditions toutes différentes des conditions réelles.

Un traité classique de mécanique des sols recommande de calculer un rideau ancré :

— soit comme encastré en pied avec un coefficient de sécurité égal à l'unité,
— soit comme simplement buté en pied avec un coefficient de sécurité égal à deux.

En procédant de cette manière, on trouve généralement une fiche plus forte pour le rideau simplement buté que pour le rideau encastré. Bien que cette façon de faire soit normale, le résultat est évidemment paradoxal et montre



à tout le moins, que le comportement réel du rideau n'a rien à voir avec le comportement théorique.

Comme on l'a signalé au début de ce chapitre, plusieurs auteurs ont étudié de façon approfondie, depuis 1943, le comportement des palplanches. Ces études ont permis de mettre au point de nouvelles méthodes de calcul. On donnera ci-dessous quelques indications sur la méthode empirique de Tschebotarioff et sur celles plus théoriques de Rowe et de Brinch Hansen. L'utilisation de ces méthodes nouvelles n'est pas encore très répandue en France.

### 7.3.2 Méthode de Tschebotarioff.

Contrairement aux méthodes classiques et à la méthode de Brinch Hansen, les méthodes de Tschebotarioff et de Rowe étudient le comportement de la palplanche dans ses conditions normales de travail, le sol est donc dans un état assez éloigné de la rupture, si la sécurité est correctement assurée. Dans les deux méthodes, on se donne la fiche réelle et l'on détermine ensuite le moment fléchissant maximal sous les contraintes effectivement appliquées. La sécurité à l'égard de la rupture d'ensemble résulte de la donnée de la fiche. Il convient ensuite de s'assurer que le module de la palplanche lui permet de résister avec la sécurité convenable (c'est-à-dire avec le coefficient habituellement utilisé en construction métallique) au moment fléchissant maximal calculé — qui est effectivement appliqué — et qu'il en va de même pour le tirant d'ancrage.

De l'étude de ses essais de Princeton, Tschebotarioff a tiré un certain nombre de conclusions que l'on exposera rapidement avant de donner des indications sur sa méthode de calcul.

Il faut tout d'abord distinguer les rideaux derrière lesquels on a constitué un remblai des rideaux devant lesquels on a terrassé après battage.

Dans le deuxième cas seulement, on peut en effet observer un phénomène d'égalisation des contraintes de poussée due à une redistribution des efforts le long de la palplanche. La distribution des butées le long de la fiche est dans

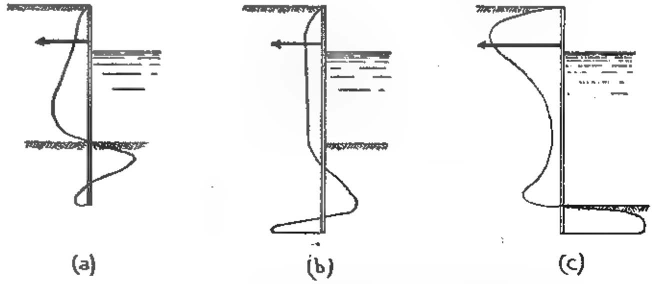



FIG. VII-17. — Expériences de Tschebotarioff (Distributions de contraintes).

*a)* Après remblaiement. *b)* Après dragage (ouvrage déformable), *c)* Après dragage (ouvrage indéformable).

les deux cas plus concentrée au voisinage du fond de fouille que les distributions classiques ne le laissent prévoir, il en résulte une diminution du moment observé par rapport au moment théorique. La figure VII-17 montre les distributions de contraintes rencontrées au cours des essais les plus caractéristiques. Le déplacement du point d'ancrage présente également de l'importance, il apparaît que ce déplacement se manifeste toujours à moins que les ancrages ne soient reliés à une construction suffisamment résistante. Ce n'est d'ailleurs qu'en cas d'ancrage indéformable que l'on peut observer une redistribution des poussées (Fig. VII-17 *c*) et l'apparition de butée au voisinage de l'ancrage. La figure VII-18 fait ressortir les différences entre la distribution observée et la distribution classique, elle montre également l'allure de la déformée de la palplanche.

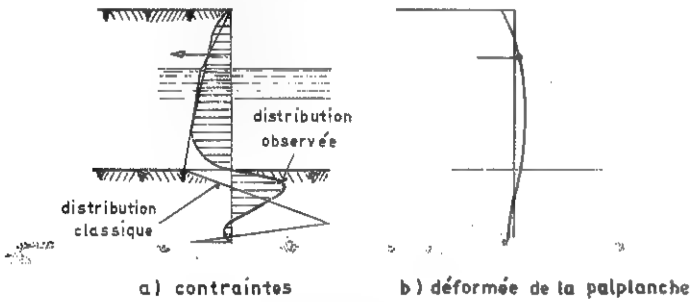



FIG. VII-18. — Comparaison des résultats de Tschebotarioff avec les hypothèses classiques.

Pour un rideau battu dans un milieu graveleux et derrière lequel on remblaie ensuite avec un matériau également graveleux, Tschebotarioff propose la méthode de calcul suivante schématisée sur la figure VII-19.

On adopte d'abord une fiche $f = 0{,}43\ d$ qui doit donner, d'après les résultats des essais de Princeton, un coefficient de sécurité de l'ordre de 2 par rapport à la rupture d'ensemble.

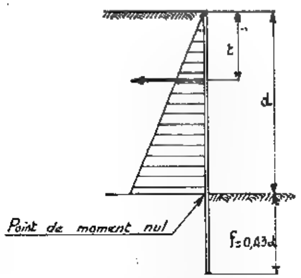



FIG. VII-19. — Méthode de calcul de Tschebotarioff.

On admet ensuite que le point de moment nul est situé au niveau du fond de fouille et l'on trace la distribution des contraintes de poussée conformément au schéma classique.

Plus exactement Tschebotarioff recommande d'adopter un coefficient de poussée

$$K'_a = K_a\left(1 - 0{,}3\,\frac{t}{d}\right)$$

où $t$ représente la distance entre la tête du rideau et l'ancrage. Il recommande également de s'en tenir à la valeur $\varphi = 30°$ pour l'angle de frottement interne.

Puisque l'on s'est fixé le point de moment nul, le problème est isostatique et l'on détermine sans peine l'effort d'ancrage, le moment fléchissant au droit de l'ancrage et le moment fléchissant maximal dans la partie du rideau qui fait soutènement (on admet *a priori* que le moment fléchissant maximal dans la fiche est plus faible).



Pour déterminer le module de la palplanche, on accepte une augmentation de 33 % des contraintes admissibles dans l'acier (ou ce qui revient au même on ne prend en compte que 75 % du moment fléchissant maximal mais en conservant cette fois les contraintes admissibles habituelles).

Par contre, pour déterminer les ancrages on majore l'effort d'ancrage calculé en le divisant par la quantité $\left(1 - 0{,}3\,\frac{t}{d}\right)$.

Si le matériau situé au voisinage du fond de fouille n'est pas de très bonne qualité, la méthode est légèrement modifiée, on place le point de moment nul en dessous du fond de fouille à la partie supérieure du bon terrain.

On voit que la méthode de Tschebotarioff est très simple (elle ressemble beaucoup à la méthode de Blum). Mais son caractère fortement empirique fait que son utilisation est discutable lorsque les conditions réelles diffèrent par trop des conditions des essais de Princeton qui lui servent de justification.

### 7.3.3 Méthode de Rowe.

Lorsque l'on désire aborder l'étude du comportement normal des palplanches sous un angle plus théorique, la principale difficulté réside dans la détermination des contraintes appliquées au rideau, et plus exactement dans la détermination mathématique de la relation qui lie la déformation du rideau et la distribution des contraintes — si tant est que cette relation existe — alors que le sol est en état d'équilibre surabondant.

**Hypothèses.**

Rowe propose pour les milieux pulvérulents une loi analogue à l'hypothèse de Westergaard (cf. § 3.3.1) et qui schématise la distribution des contraintes le long de la fiche.

A une profondeur $x$, la palplanche s'est déplacée horizontalement de $y$ (Fig. VII-20), Rowe admet que la contrainte résiduelle à ce niveau est de la forme

$$\sigma = \sigma_0 - k_e\,\frac{xy}{f}\,.$$

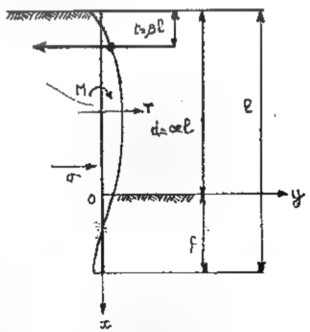



FIG. VII-20. — Notations de Rowe.

Dans cette formule $\sigma$ représente la contrainte résiduelle, c'est-à-dire la somme algébrique des contraintes agissant sur les deux faces de la palplanche ; $\sigma_0$ représente la contrainte résiduelle avant toute déformation, c'est-à-dire lorsque

de chaque côté de la palplanche le sol est en état d'équilibre de repos ; par mesure de simplification Rowe admet que $\sigma_0$ est constant tout le long de la fiche ; $k_e$ est un coefficient qui a la dimension d'un poids volumique et qui caractérise l'élasticité horizontale du sol, c'est l'analogue du coefficient de raideur $k_s$ de la théorie de Westergaard ; $f$ enfin représente la fiche.

Cette relation

$$\sigma = \sigma_0 - k_e \frac{xy}{f}$$

suggérée par des considérations théoriques, a reçu également une certaine confirmation expérimentale tant directe par la mesure effective des contraintes résiduelles qu'indirecte par la comparaison du comportement réel d'un modèle réduit de rideau avec les résultats des calculs fondés sur cette relation. Rowe n'est d'ailleurs pas le premier auteur qui ait cherché à utiliser une relation de ce genre. Bien entendu, les résultats théoriques de Rowe ne valent que ce que vaut l'hypothèse de départ, il ne faut pas le perdre de vue ; Rowe a bien ressenti cette exigence puisqu'avant de développer sa théorie, il s'est astreint à une étude purement expérimentale du comportement réel des rideaux, comme on l'a indiqué plus haut ; il a publié en 1952 ses premiers résultats expérimentaux et ce n'est qu'en 1955 qu'il a publié sa théorie.

Les théories classiques considèrent la palplanche au moment où sa stabilité d'ensemble est compromise. Pour appliquer ces théories aux constructions réelles, on est donc obligé d'introduire dans les calculs des coefficients de sécurité, mais par là même on rend bien difficile l'exploitation théorique des mesures qui peuvent être faites sur des rideaux existants puisqu'il n'y a aucune relation entre les hypothèses de calcul et les efforts réellement appliqués. L'hypothèse de Rowe au contraire prétend décrire le comportement « élastique » du sol, c'est-à-dire les efforts réellement appliqués à la palplanche dans ses conditions normales de travail. On saisit là la différence fondamentale qui sépare la théorie de Rowe des théories classiques ou de la théorie de Brinch Hansen dont on dira quelques mots plus loin.

La théorie que l'on étudie actuellement concerne uniquement des milieux pulvérulents homogènes. La mise en équation du problème est simple. On a

$$\frac{dT}{dx} = \frac{d^2M}{dx^2} = \sigma$$

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI}$$

($T$ est l'effort tranchant et $M$ le moment fléchissant.) Comme $EI$ est en général une constante dans les rideaux de palplanches, on peut écrire finalement :

$$EI \frac{d^4y}{dx^4} = \sigma$$



soit

$$\frac{d^4y}{dx^4} = \frac{\sigma_0}{EI} - \frac{k_e}{EI} \cdot \frac{xy}{f} \qquad \text{avec} \quad x \geqslant 0 .$$

La solution de cette équation différentielle du quatrième degré dépend de quatre constantes arbitraires. On détermine ces constantes en écrivant d'abord qu'au niveau du fond de fouille, moment fléchissant et effort tranchant ont des valeurs imposées par la distribution connue des contraintes le long de la partie de la palplanche qui fait soutènement (Rowe admet en effet que pour $x \leqslant 0$ les schémas classiques de poussée rendent bien compte de la réalité) ; on écrit ensuite qu'au pied de la palplanche moment fléchissant et effort tranchant sont nuls.

Rowe traite en premier lieu des rideaux non ancrés dans les trois cas de charge différents représentés sur la figure VII-21. Le cas de charge *a* correspond à un remblai pesant et non surchargé ($\sigma_0 = K_{a\gamma}\,\gamma d$).

Le cas *b* correspond à un remblai non pesant et surchargé ($\sigma_0 = K_{aq}\,q$). La superposition des cas *a* et *b* permet de traiter un remblai pesant et surchargé.

Le cas *c* correspond à un rideau soumis en tête à un effort connu $A$ ($\sigma_0 = 0$).

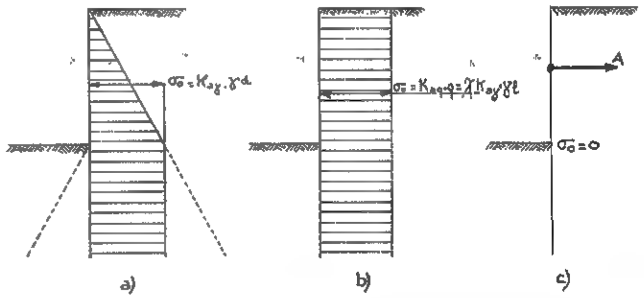



Fig. VII-21. — Théorie de Rowe (Différents cas de charge).

Ce dernier cas de charge ouvre la voie du calcul des rideaux ancrés. Pour ces rideaux, on adopte encore les mêmes distributions de contraintes dans la partie supérieure de la palplanche, si bien que la superposition des trois cas de charge permet le calcul des rideaux ancrés d'abord lorsque l'ancrage est indéformable, puis lorsque l'ancrage est déformable. Pour ne pas alourdir cet article, on se contentera de donner ici les résultats importants qui servent de support à la méthode pratique de calcul des rideaux ancrés préconisés par Rowe.

**Influence de la rigidité des palplanches.**

On peut montrer tout d'abord que *dans le cas des rideaux à ancrage indéformable le moment fléchissant maximal et l'effort d'ancrage ne dépendent que du rapport* $\frac{k_e}{EI}$ et non de ces deux coefficients séparément.

Ce rapport a la dimension de l'inverse de la puissance quatrième d'une longueur, on introduira donc la quantité sans dimension

$$\frac{k_e \, l^4}{EI}$$

où $l$ représente la longueur totale de la palplanche. Le coefficient $k_e$ caractérise le sol, le rapport $\frac{l^4}{EI}$ est caractéristique de la palplanche, on appellera rigidité de la palplanche le rapport

$$r = \frac{EI}{l^4}$$

qui a la dimension d'un poids volumique comme $k_e$. L'étude des rideaux à ancrage déformable (qui constituent la majorité des rideaux réels) montre que l'influence du déplacement de l'ancrage est relativement faible. Ce résultat ne doit pas étonner puisque l'on s'est fixé *a priori* la distribution des contraintes le long de la partie de la palplanche qui fait soutènement et que l'on ne fait pas dépendre cette distribution du déplacement de l'ancrage. Rowe propose donc, pour les besoins de la pratique, de s'en tenir aux résultats relatifs aux ancrages indéformables, ce qui permet de ne considérer que le rapport

$$\frac{k_e \, l^4}{EI} = \frac{k_e}{r} .$$

Pour les applications, les deux grandeurs qui importent sont le moment fléchissant maximal et l'effort d'ancrage. Ces deux quantités sont de la forme :

$$A = K_{a\gamma} \, \gamma l^2 \, F\left(\alpha, \beta, \chi, \frac{k_e}{r}\right)$$

$$M_{\max} = K_{a\gamma} \, \gamma l^3 \, G\left(\alpha, \beta, \chi, \frac{k_e}{r}\right)$$

formules dans lesquelles les deux fonctions $F$ et $G$ sont parfaitement définies. En dehors de la longueur totale $l$ des palplanches et des caractéristiques $\gamma$ et $K_{a\gamma}$ du milieu pulvérulent, on trouve quatre paramètres sans dimension ;

$\alpha$ caractérise l'importance relative de la fiche $f = (1 - \alpha)\, l$,

$\beta$ précise la position de l'ancrage (Fig. VII-20),

$\chi$ représente l'intensité de la surcharge $q = \chi \gamma l \dfrac{K_{a\gamma}}{K_{aq}}$.

Rowe compare alors ses résultats (effort d'ancrage et moment fléchissant maximal) aux valeurs que l'on obtient par la méthode classique du rideau simplement buté en pied. Il constate que ses résultats sont généralement bien



inférieurs aux résultats classiques. Cette réduction du moment fléchissant maximal est une des conséquences les plus importantes de la théorie.

*Rowe introduit donc un coefficient de réduction* qui est le rapport du moment fléchissant maximal calculé selon sa théorie au moment fléchissant maximal déduit de la théorie classique, de même pour l'effort d'ancrage.

Dans le calcul de ces coefficients de réduction $K_{a\gamma}$, $\gamma$ et $l$ s'éliminent. Rowe remarque alors que les coefficients de réduction ne dépendent pratiquement ni de la position de l'ancrage ni de l'intensité de la surcharge, tout au moins dans le domaine habituel de variation de la fiche. (Il s'agit là d'une constatation que l'on fait après exécution de tous les calculs et non d'un résultat mathématique rigoureux.)

Les coefficients de réduction sont donc de la forme

$$\frac{A}{(A)\text{ clas.}} = F'\left(\alpha, \frac{k_e}{r}\right)$$

$$\frac{M_{\max}}{(M_{\max})\text{ clas.}} = G'\left(\alpha, \frac{k_e}{r}\right).$$

La figure VII-22 montre la variation du moment fléchissant maximal en fonction du logarithme de $\frac{k_e}{r}$ pour les valeurs les plus utiles de $\alpha$ à savoir 0,6, 0,7 et 0,8, la fiche représente alors 67, 43 et 25 % de la dénivellation $d$.

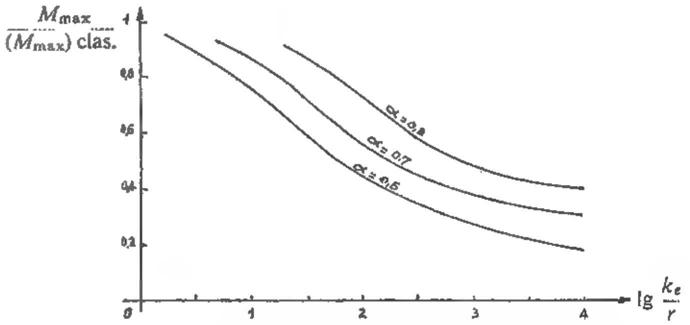



**FIG. VII-22. — Réduction du moment fléchissant maximal en fonction de la rigidité de la palplanche.**

On voit que le coefficient de réduction varie en sens contraire de la rigidité de la palplanche. Plus la palplanche est raide, plus le moment réel est voisin du moment calculé par la méthode classique du rideau simplement buté en pied. C'est l'existence de ce coefficient de réduction, fonction de la rigidité de la palplanche et indépendant de la plupart des autres caractéristiques du problème qui constitue en définitive le résultat fondamental de la théorie de Rowe.

**Vérifications expérimentales.**

On vient de présenter les grandes lignes de la méthode théorique de Rowe. Quel est le verdict de l'expérience ? On sait que Rowe lui-même avait étudié le problème sur modèle réduit avant de développer sa théorie. La notion de coefficient de réduction s'était imposée. Rowe avait pu alors mettre en évidence que l'intensité de la surcharge et le niveau de l'ancrage étaient sans influence pratique sur le coefficient de réduction. Les expériences confirment également la variation de ce coefficient avec la rigidité de la palplanche et l'état du sol. Les courbes de la figure VII-23 résument les résultats de près de 250 essais.

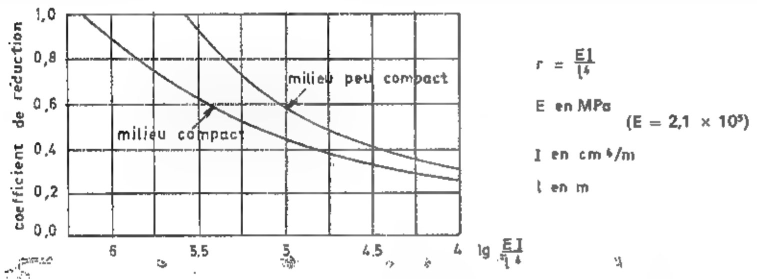



FIG. VII-23. — Résultats expérimentaux de Rowe.

Si l'on essaye de comparer les courbes de la figure VII-22 et celles de la figure VII-23 (ces courbes devraient être superposables par translation) on constate toutefois des différences sensibles bien que l'allure générale soit la même. Cette différence est particulièrement marquée pour les milieux graveleux bien tassés. Il paraît donc difficile dans l'état actuel des choses d'utiliser sans précaution les courbes théoriques de la figure VII-22, c'est pourquoi on s'abstiendra ici de donner des indications sur les valeurs numériques du coefficient $k_e$. On recommandera de s'en tenir aux valeurs expérimentales du coefficient de réduction représentées sur la figure VII-23. L'étude de la théorie n'était pourtant pas inutile, car les calculs théoriques éclairent les résultats expérimentaux et précisent leur signification.

**Application pratique.**

L'application pratique de la méthode nécessite la détermination de la rigidité des palplanches. Pour fixer les idées, on indiquera la rigidité de plusieurs palplanches avec les unités mentionnées sur la figure VII-23. On a préféré conserver les unités habituellement utilisées pour $l$ et $I$ : l'unité de poids volumique qui en résulte est le hN/m$^3$, c'est le poids volumique d'un corps dont la densité serait sensiblement égale à 0,01 (0,009 81 exactement). La quantité entre parenthèses dans le tableau ci-dessous est le logarithme décimal de la rigidité.



TABLEAU II

Rigidité des palplanches

| Type | Longueur | | |
|---|---|---|---|
| | 6 m | 10 m | 15 m |
| Larssen I ...... | 60 (1,78) | 7,8 (0,89) | 1,5 (0,19) |
| Larssen III ..... | 272 (2,43) | 35 (1,55) | 7,0 (0,84) |
| Larssen V ...... | 825 (2,92) | 107 (2,03) | 21 (1,32) |

Finalement, Rowe propose la méthode de calcul suivante :

— On détermine tout d'abord la fiche, soit en se référant à des exemples analogues précédents, soit en utilisant une des méthodes classiques avec le coefficient de sécurité convenable à l'égard de la rupture d'ensemble. Le problème est alors géométriquement précisé.

— On calcule ensuite le moment fléchissant maximal et l'effort d'ancrage par la méthode du rideau simplement buté en pied.

— On applique enfin au moment fléchissant maximal calculé le coefficient de réduction (fonction de la rigidité de la palplanche, du rapport de la fiche à la longueur totale et de la nature du sol) qu'on peut relever sur les courbes de la figure VII-23.

On devrait aussi en principe affecter l'effort d'ancrage d'un autre coefficient de réduction, on s'en abstiendra pour des raisons analogues à celles qui ont été indiquées au paragraphe 7.2.3.

On remarquera que l'on applique la méthode du rideau simplement buté d'une façon légèrement différente de la manière classique. La fiche est maintenant une donnée, par contre le sol n'est pas en équilibre plastique de butée devant le rideau. On admettra que la répartition des contraintes de butée est toujours triangulaire, mais le coefficient de butée correspondant est inconnu. *Les deux inconnues du problème sont donc l'effort d'ancrage et le coefficient réel de butée.* La résolution effective de ce problème isostatique est très facile. Le rapport du coefficient de butée classique au coefficient de butée réel donne alors le coefficient de sécurité à l'égard de la rupture d'ensemble (c'est cette valeur du coefficient de sécurité qu'il faudrait choisir *a priori* pour obtenir par la méthode classique la valeur de la fiche que l'on s'est imposée ici). Pour pouvoir effectuer les calculs, il faut bien entendu connaître les valeurs des coefficients $K_a$ et $K_p$, ce qui revient à dire qu'il faut estimer l'obliquité des

contraintes sur le rideau ; Rowe dans ses applications a choisi $\delta = \frac{2}{3}\varphi$ pour la poussée et $\delta = 0$ pour la butée.

Le moment fléchissant maximal ainsi calculé avec le coefficient de réduction est un moment réellement appliqué, il convient donc de faire travailler l'acier des palplanches sous l'action de ce moment avec le coefficient de sécurité normalement utilisé dans la construction métallique, c'est-à-dire en pratique de fixer la contrainte admissible à 60 % de la limite élastique environ. Il faut bien voir enfin que la contrainte réelle dans l'acier dépend du module de la palplanche et que le coefficient de réduction dépend de la rigidité, donc de ce même module. On ne peut dissocier le calcul du moment fléchissant maximal de la détermination du module de la palplanche ; on procédera par approximations successives, deux ou trois essais suffisent en général pour obtenir une solution satisfaisante.

On a rassemblé sur la figure VII-24 les distributions de moment fléchissant le long d'une palplanche dans trois hypothèses différentes :

*a*) rideau simplement buté,
*b*) méthode de Tschebotarioff,
*c*) théorie de Rowe (un des cas possibles).

La méthode de calcul proposée par Rowe consiste à faire abstraction de la distribution réelle *c* et à utiliser la distribution classique *a* dont le calcul est simple et bien connu, on applique ensuite au moment fléchissant maximal calculé un coefficient correcteur. On voit bien, d'après les distributions de moment de la figure VII-24, la signification exacte de ce coefficient correcteur.

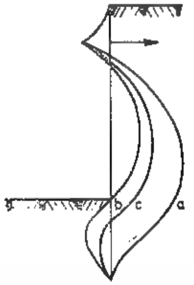



FIG. VII-24. — Distribution des moments fléchissants dans un rideau ancré.

*a*) Rideau simplement buté.
*b*) Méthode de Tschebotarioff.
*c*) Théorie de Rowe $\left(\lg \frac{k_e}{r} = 1{,}8\right)$.

La méthode pratique de Rowe qui masque la réalité ne présente d'intérêt que parce qu'elle permet d'utiliser une méthode classique et parce que le coefficient correcteur ne dépend heureusement que d'un nombre très limité de paramètres.

La théorie de Rowe s'applique en principe à un milieu pulvérulent et homogène. Mais cet auteur fait remarquer que le coefficient de réduction est indépendant du coefficient de poussée $K_a$. Il suggère donc d'étendre la méthode telle quelle aux milieux non homogènes, en choisissant une valeur moyenne pour lg $k_e$. Pour les milieux cohérents, Rowe a développé une théorie analogue dont on ne dira rien ici.



### 7.3.4 Méthode de Brinch Hansen.

Brinch Hansen attaque le problème sous un angle tout différent. Il étudie le rideau au moment de la rupture et non dans les conditions normales de travail. Pour appliquer ses résultats à la pratique, il convient donc d'introduire des coefficients de sécurité : pour apprécier la stabilité d'ensemble du rideau on doit majorer les charges appliquées et minorer la résistance du sol.

De façon plus précise, Brinch Hansen recommande de conduire les calculs avec un angle de frottement interne et une cohésion $\varphi'$ et $c'$ fictifs déduits des caractéristiques réelles $\varphi$ et $c$ par les relations

$$1{,}25 \operatorname{tg} \varphi' = \operatorname{tg} \varphi$$
$$1{,}5\, c' = c\,.$$

Pour apprécier la résistance mécanique du rideau, il faut alors se souvenir que les efforts calculés (moment fléchissant maximal et effort d'ancrage) correspondent à une situation fictive plus critique que la situation réelle, on doit donc admettre pour les contraintes dans le métal des valeurs supérieures aux valeurs normalement admises, ou ce qui revient au même, adopter un coefficient de sécurité plus faible pour éviter de superposer les effets de deux coefficients de sécurité (à l'égard de la rupture d'ensemble et à l'égard de la résistance mécanique proprement dite du rideau et de son ancrage).

Brinch Hansen propose un coefficient de sécurité de 1,2 par rapport à la limite élastique, le coefficient habituellement utilisé en construction métallique est de l'ordre de 1,7, cela veut donc dire que l'on accepte des contraintes égales à $\frac{1{,}7}{1{,}2} = 1{,}4$ fois les contraintes admissibles habituelles.

L'idée maîtresse de Brinch Hansen est de ne pas se contenter des zones plastiques pour décrire une rupture, mais d'utiliser également des lignes de rupture limitant des zones en état d'équilibre élastique et de combiner zones plastiques et lignes de rupture pour former un schéma satisfaisant, conforme à ce que des essais sur modèle réduit peuvent révéler et répondant à certaines exigences d'ordre statique et cinématique.

La figure VII-25 montre de tels schémas correspondant à différents modes de rupture d'un rideau de palplanches, les zones quadrillées correspondent

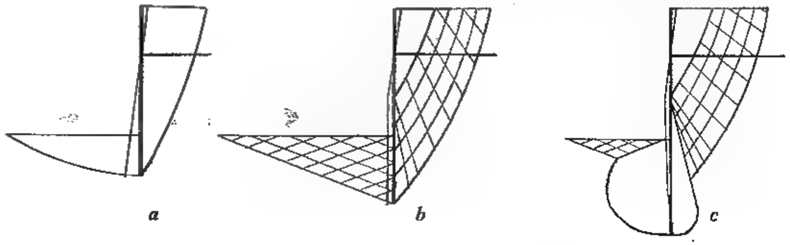



FIG. VII-25. — Schémas de Brinch Hansen.

aux zones en équilibre plastique ; on a indiqué en outre sur la figure l'allure de la déformée de la palplanche. On remarquera sur le schéma *a* que la rupture se produit sans qu'il y ait apparition de zone plastique.

Le schéma *b* correspond sensiblement à la définition d'un rideau simplement buté en pied, on notera que toute la partie gauche du massif est en équilibre de Boussinesq.

Le schéma *c* est plus compliqué, la fiche est plus importante, aussi le rideau pivote-t-il autour d'un point situé au-dessus de son pied, dans ces conditions il ne peut y avoir de zones plastiques à proximité de cet axe de rotation.

On se limitera à ces quelques indications, il ne paraît pas possible, dans le cadre de cet ouvrage, d'exposer comment Brinch Hansen aborde le calcul de ces schémas plus ou moins complexes, ni même de préciser comment la méthode s'applique de façon pratique. Ces derniers calculs sont faciles, mais ils sont néanmoins nettement plus laborieux que ceux auxquels conduisent les méthodes de Tschebotarioff et de Rowe. On a voulu toutefois citer ici cette étude de Brinch Hansen en raison de son caractère original, elle peut conduire à des réflexions fort utiles sur le champ d'application réel des développements du chapitre V consacré à l'équilibre plastique.

## 7.4 CONDITION DE RENARD.

### 7.4.1 Effets hydrodynamiques, renard.

Dans tout l'article 7.3, on a passé sous silence le rôle joué par l'eau. On admet en général que l'eau est en équilibre hydrostatique de part et d'autre du rideau, même si les niveaux sont différents. On peut alors appliquer sans difficulté les méthodes exposées plus haut, il faut simplement, pour obtenir la distribution des contraintes totales agissant sur les palplanches, ajouter les contraintes effectives et la pression interstitielle.

La distribution des contraintes effectives est donnée par les formules du paragraphe 7.1.2 dans lesquelles on introduit le poids volumique déjaugé $\gamma'$ à la place du poids volumique $\gamma$. Les contraintes résultant de la pression interstitielle sont nulles si les niveaux sont identiques de part et d'autre du rideau ; dans le cas contraire, on a la distribution représentée sur la figure VII-26.

Mais en réalité, lorsque le niveau de l'eau n'est pas le même des deux côtés du rideau, des effets hydrodynamiques s'ajoutent aux effets hydrostatiques, car il y a un écoulement d'eau le long de la palplanche et sous la palplanche du niveau amont vers le niveau aval.

Dans le cas de la figure VII-26, *cet écoulement augmente les contraintes effectives à gauche du rideau donc accroît la poussée, diminue les contraintes effectives à droite donc réduit la butée.* Il y a là un effet doublement défavorable sur la stabilité du rideau. Comme on l'a dit plus haut, on le néglige habituellement et l'on admet pour le calcul que l'eau est en équilibre hydrostatique.



Néanmoins il faut se préoccuper des effets hydrodynamiques si le gradient hydraulique risque d'atteindre une valeur voisine de la valeur critique, ce qui peut se produire lorsque la dénivellation est importante de part et d'autre du rideau, ou lorsque la fiche est assez courte.

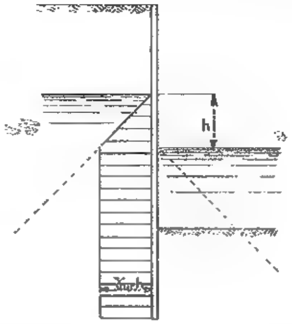



FIG. VII-26. — Pression interstitielle résiduelle.

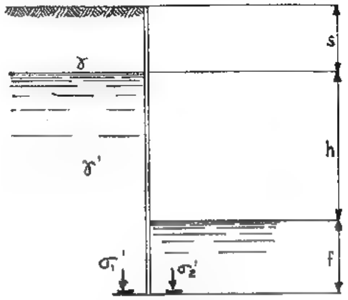



FIG. VII-27. — Condition de renard.

On peut craindre alors la formation d'un « renard », ce phénomène est particulièrement à redouter dans le cas des fouilles (Fig. VII-27), car l'on épuise à droite du rideau pour maintenir le niveau aval de l'eau au plafond de la fouille, de ce fait la dénivellation $h$ est importante. Si de plus la fiche est assez courte, un renard peut se produire. Le courant d'eau ascendant, à droite du rideau, exerce alors une pression suffisante sur les grains les plus fins pour les entraîner vers le fond de la fouille, cet entraînement de grains fins diminue la densité du terrain, augmente sa perméabilité. Le phénomène ne peut donc que s'amplifier, des grains plus gros sont entraînés, on constate de brusques venues d'eau dans la fouille accompagnées de remontées de matériau, des cavités se forment au pied du rideau et même derrière le rideau ; finalement on observe la formation d'un véritable conduit souterrain qui met la nappe aquifère en communication avec le niveau aval, celui du fond de fouille. Il va sans dire que ce conduit est parcouru par un courant d'eau à grande vitesse et que le déchaussement du rideau est presque inévitable.

La dénivellation $h$ est en général imposée, il convient donc de s'assurer que la fiche $f$ est assez importante pour éviter la formation d'un renard.

Soit $\sigma'_1$ la composante normale de la contrainte effective sur une facette horizontale à proximité immédiate du pied du rideau et à gauche de celui-ci, soit $\sigma'_2$ la contrainte correspondante à droite du rideau.

Pour que l'ensemble des grains au voisinage du pied du rideau reste en équilibre, il faut que l'on ait

$$\sigma'_2 \geqslant \frac{\sigma'_1}{N_q}$$

avec

$$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \, \text{tg} \, \varphi}$$

on démontrera cette formule, connue sous le nom de formule de Prandtl-Caquot, dans le chapitre IX. Cette relation exprime que le terrain sous le pied de la palplanche refoulé à gauche par la pression $\sigma'_1$ peut être retenu à droite par la pression $\sigma'_2$. On peut introduire un coefficient de sécurité en écrivant

$$\sigma'_2 \geqslant \frac{F\sigma'_1}{N_q}$$

où $F$ représente le coefficient de sécurité.

On admet que si le terrain au voisinage du pied de la palplanche est en équilibre, un renard ne peut se produire ; le terrain situé à droite de la palplanche ne peut être entraîné vers le haut car ce serait contraire à l'hypothèse de son équilibre, il faut noter au passage qu'il s'agit d'un équilibre entre contraintes effectives qui dépend donc directement, comme les contraintes effectives elles-mêmes, de l'intensité du gradient hydraulique.

Il en résulte donc que si la fiche du rideau est supérieure ou égale à la valeur de la fiche pour laquelle la relation $\sigma'_2 = \frac{F\sigma'_1}{N_q}$ est vérifiée, un renard ne peut se produire. C'est pourquoi cette relation est connue sous le nom de condition de renard.

En pratique, on calcule la fiche comme on l'a indiqué aux articles précédents et l'on s'assure que la valeur trouvée est bien supérieure à celle qui résulte de la condition de renard ; s'il n'en est pas ainsi, c'est la condition de renard qui détermine la valeur de la fiche.

Certains auteurs se contentent d'écrire $\sigma'_2 = 0$ comme condition de renard, c'est la définition du gradient hydraulique critique.

La condition que l'on a donnée plus haut est plus sévère car elle tient compte de la transmission des contraintes effectives sous le pied de la palplanche. Mais dès que l'angle $\varphi$ est assez élevé, le coefficient $\frac{1}{N_q}$ est petit et les deux conditions conduisent à des résultats équivalents.

### 7.4.2 Calcul pratique de la condition de renard.

On va poursuivre le calcul dans le cas simple de la figure VII-27, mais les méthodes employées sont générales et peuvent s'utiliser dans n'importe quel cas, en particulier quelle que soit la position des plans d'eau amont et aval par rapport au terrain.

On a vu plus haut que cette condition de renard était une relation entre contraintes effectives ; pour calculer ces contraintes effectives il faut déterminer la répartition de la perte de charge le long des filets liquides. On connaît bien la perte de charge totale $h$, mais on ignore sa distribution.

On appellera $mh$ la perte de charge entre le pied de la palplanche et le fond de la fouille le long du filet liquide qui longe la palplanche. Par conséquent, la perte de charge entre le niveau amont et le pied de la palplanche sera $(1 - m)\,h$ le long du même filet liquide.



La contrainte normale totale à gauche du rideau et au voisinage du pied est égale à

$$\sigma_1 = \gamma s + (\gamma' + \gamma_w)(h + f)$$

si l'on néglige les forces de frottement le long du rideau.

La pression de l'eau est $u = \gamma_w(mh + f)$.

En effet il y a une perte de charge $mh$ entre le pied de la palplanche qui est à la pression $u$ et à une altitude $-f$ et le fond de fouille qui est à une pression nulle et à une altitude nulle.

La contrainte effective a donc pour valeur :

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u = \gamma s + \gamma'(h + f) + \gamma_w(1 - m)\,h\,.$$

On a de même

$$\sigma_2 = (\gamma' + \gamma_w) f$$
$$\sigma'_2 = \sigma_2 - u = \gamma' f - \gamma_w\, mh\,.$$

On détermine maintenant $f$ en écrivant $\sigma'_2 = \frac{\sigma'_1}{N_q}$ $\left(\text{on fera abstraction du coefficient de sécurité qu'il est facile de rétablir en remplaçant } N_q \text{ par } \frac{N_q}{F}\right)$. On obtient alors :

$$\gamma' f = \frac{\gamma}{N_q - 1}\, s + \left(\frac{\gamma' + \gamma_w}{N_q - 1} + m\gamma_w\right) h\,.$$

Cette équation est une équation implicite en $f$, car *a priori* $m$ est fonction de $\frac{f}{h}$. La forme ci-dessus se prête bien à une résolution par approximations successives. Il vaut mieux par contre, si l'on désire opérer graphiquement $\left(\text{en supposant connue la courbe représentative de la fonction } m \text{ de la variable } \frac{f}{h}\right)$, transformer l'équation de la manière suivante :

$$m = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \cdot \frac{f}{h} - \frac{r\gamma + \gamma' + \gamma_w}{\gamma_w(N_q - 1)}$$

avec $$r = \frac{s}{h}\,.$$

Le second membre représente une droite de coefficient angulaire $\frac{\gamma'}{\gamma_w}$.

Pour poursuivre la résolution de la condition de renard, que ce soit par approximations successives ou que ce soit graphiquement, il faut connaître

la variation du rapport $m$ en fonction de la fiche. La valeur de $m$ résulte des hypothèses que l'on peut faire sur la distribution de la perte de charge à l'intérieur du terrain. *C'est d'ailleurs là le point essentiel dans l'étude du renard.*

En effet, si l'on examine l'ordre de grandeur des deux termes de la formule

$$\frac{f}{h} = m\,\frac{\gamma_w}{\gamma'} + \frac{1}{(N_q - 1)\,\gamma'}\,(r\gamma + \gamma' + \gamma_w)$$

on constate que le premier terme est le plus souvent prépondérant. C'est donc la valeur de $m$ qui joue le rôle principal dans le calcul de la fiche. On remarquera en passant que si l'on écrit la condition de renard $\sigma'_2 = 0$, on a

$$\frac{f}{h} = m\,\frac{\gamma_w}{\gamma'}$$

tout se passe alors comme si le deuxième terme de la formule ci-dessus était négligeable.

En étudiant le réseau d'écoulement (à l'aide de la théorie du potentiel complexe $\varphi + i\psi$), Mandel a donné la solution rigoureuse du problème lorsque la couche perméable dans laquelle la palplanche est fichée est homogène, isotrope et illimitée ; $m$ est solution de l'équation implicite

$$\operatorname{tg} m\pi = \pi\,\frac{f}{h} + m\,.$$

Lorsque la couche perméable est limitée et repose sur une assise horizontale imperméable située à une profondeur $D$ sous le fond de fouille, Mandel a su calculer une solution approchée ; on a cette fois une famille de fonctions $m\left(\frac{f}{h}\right)$ dépendant du paramètre $\frac{D}{h}$.

On a représenté sur la figure VII-28 les courbes représentatives de $m$ en fonction de $\frac{f}{h}$ lorsque la couche perméable est illimitée ($D = \infty$) et lorsque l'assise imperméable est à une profondeur donnée ($D = D_0$).

La première courbe admet une asymptote horizontale $m = \frac{1}{2}$ pour $\frac{f}{h}$ infini.

Sur la deuxième, $m$ croît de 0 à $\frac{1}{2}$, quand $f$ croît de 0 à $D_0$. Quand $f = D_0$, le pied de la palplanche atteint la couche imperméable, l'écoulement de l'eau est en principe arrêté ; il est donc inutile de considérer des valeurs de $f$ supérieures à $D_0$. En pratique, il convient d'ancrer la palplanche dans la couche imperméable si l'on désire effectivement empêcher un écoulement d'eau de l'amont vers l'aval. Les courbes $D = D_0$ sont toutes situées au-dessus de la courbe $D = \infty$.



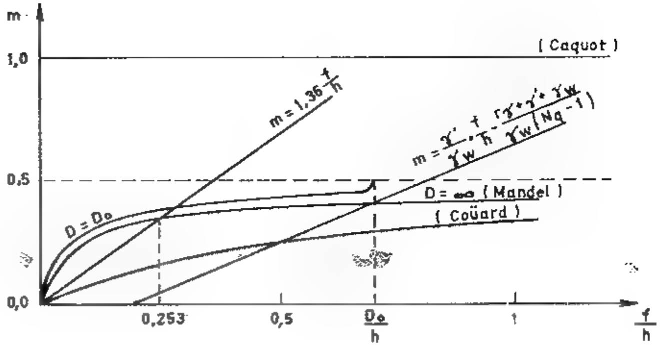



FIG. VII-28. — Condition de renard (solution de Mandel).

La connaissance de cette famille de courbes permet de résoudre le problème de la fiche, il suffit par exemple de mesurer graphiquement l'abscisse du point d'intersection de la courbe

$$m = m\left(\frac{f}{h}, \frac{D_0}{h}\right)$$

avec la droite

$$m = \frac{\gamma'}{\gamma_w}\cdot\frac{f}{h} - \frac{r\gamma + \gamma' + \gamma_w}{\gamma_w(N_q - 1)}\,.$$

Pour faciliter cette mesure, Mandel a transformé les courbes de manière à ce que l'opération se réduise à l'utilisation d'un abaque à points alignés. Si l'on ne possède pas cet abaque, on pourra calculer une valeur par excès de $\frac{f}{h}$ en prenant $m = \frac{1}{2}$, on écrira donc :

$$\gamma' f = \left(\frac{r\gamma + \gamma' + \gamma_w}{N_q - 1} + \frac{\gamma_w}{2}\right) h\,.$$

Cette formule est simple et donne un résultat légèrement supérieur à la valeur correcte, son emploi est à recommander.

On peut voir assez facilement que la fiche ne saurait en aucun cas (pour des milieux pulvérulents) descendre en dessous de la valeur de 0,25 h.

En effet, $\frac{\gamma'}{\gamma_w}$ est toujours inférieur à 1,36 (ce qui correspond à une porosité de 20 %), d'autre part l'ordonnée à l'origine de la droite $m = \frac{\gamma'}{\gamma_w}\cdot\frac{f}{h} - \cdots$ est toujours négative, par conséquent cette droite est toujours située en dessous de la droite $m = 1{,}36\,\frac{f}{h}$ pour les valeurs positives de $\frac{f}{h}$.

La figure VII-28 montre alors que l'on obtient une limite inférieure de $\frac{f}{h}$ en déterminant le point d'intersection de la droite $m = 1{,}36 \frac{f}{h}$ et de la courbe $m = m\left(\frac{f}{h}, \infty\right)$, on trouve $\frac{f}{h} = 0{,}253$ et $m = 0{,}344$. On voit donc bien que $\frac{f}{h}$ est toujours supérieur à 0,25.

### 7.4.3 Comparaison avec les méthodes de Caquot et de Coüard.

Les résultats de Mandel sont établis pour un milieu perméable et homogène; on pourra les utiliser en première approximation dans le cas d'un milieu stratifié. Toutefois si les couches inférieures de terrain sont beaucoup moins perméables que les couches supérieures, il est possible que la perte de charge se localise principalement entre le pied de la palplanche et le fond de fouille, $m$ peut devenir supérieur à $\frac{1}{2}$.

Dans ce cas, on peut utiliser la méthode de Caquot, cet auteur suppose en effet que toute la perte de charge se produit entre le pied de la palplanche et le fond de la fouille, on a donc $m = 1$. Cette méthode est extrêmement sévère. On citera enfin une autre méthode due à Coüard qui suppose, lui, que le gradient hydraulique est constant et par conséquent que la perte de charge en milieu homogène est proportionnelle à la longueur du filet liquide, on a alors $m = \frac{f}{2f + h}$. En portant la valeur $\frac{f}{2f + h}$ de $m$ dans la condition de renard, on obtient une équation du second degré en $\frac{f}{h}$ qui n'a qu'une seule racine positive. Mais il faut noter que lorsque $f$ croît de 0 à $h$, $m$ croît de 0 à 0,333 ; or on a montré plus haut avec les courbes de Mandel que $m$ ne saurait être inférieur à 0,344. Cette méthode donne donc des valeurs beaucoup trop faibles pour la fiche, elle est à déconseiller.

Pour préciser la question, on trouvera ci-dessous une application numérique. On a pris 1,8 pour la densité humide et 1,1 pour la densité déjaugée, 35° pour $\varphi$ donc 33,3 pour $N_q$. On a fait le calcul pour $s = 0$ et pour $s = h$. On a utilisé successivement la méthode de Caquot, celle de Coüard, et l'abaque de Mandel (pour une profondeur $D$ infinie et pour $D = h$). On a calculé enfin une valeur approchée par excès et une valeur approchée par défaut de la fiche en prenant *a priori* $m$ égal à 0,500 et à 0,344. Le tableau ci-dessous donne les valeurs du rapport $\frac{f}{h}$ dans les différentes hypothèses faites :



TABLEAU III

| | $s = 0$ | $s = h$ |
|---|---|---|
| Caquot | 0,97 | 1,02 |
| $m = 0{,}5$ | 0,51 | 0,56 |
| Mandel ($D = h$) | 0,42 | 0,48 |
| Mandel ($D = \infty$) | 0,40 | 0,46 |
| $m = 0{,}344$ | 0,37 | 0,42 |
| Coüard | 0,18 | 0,27 |

Les valeurs résultant de l'abaque de Mandel sont bien en accord avec les expériences de Bazant rapportées par Verdeyen, Bazant a constaté en effet la formation d'un renard pour des valeurs de la fiche comprises entre 0,33 $h$ et 0,50 $h$ dans le cas des sables tassés.

On n'oubliera pas que ces calculs ont été conduits dans le cas d'une fouille, les formules obtenues nécessiteraient quelques modifications — simples d'ailleurs — pour être applicables au cas des batardeaux (le niveau d'eau amont est situé au-dessus du terrain).

## 7.5 BLINDAGE DES FOUILLES.

### 7.5.1 Remarques générales.

On se contentera, à la fin de ce chapitre consacré aux palplanches, de donner quelques indications sommaires sur le calcul du blindage des fouilles (la paroi formant blindage peut être un rideau de palplanches, mais elle peut aussi être constituée de planches ou de madriers). La stabilité du blindage est assurée par des étais horizontaux placés à différents niveaux.

Lorsqu'une tranchée doit être réalisée, il est en général plus économique de prévoir des talus que des parois verticales qu'il faut étayer. Cependant, si l'espace libre ne permet pas la réalisation de pentes stables, ce qui est souvent le cas en milieu urbain, on est obligé d'adopter la solution de l'étaiement ; on se trouve alors devant le problème du calcul du blindage.

De telles tranchées sont souvent nécessaires pour la construction de métros, de garages souterrains ou de fondations d'immeubles de grande hauteur. Un des impératifs essentiels durant les travaux, est d'éviter des mouvements dangereux pour les constructions voisines, c'est donc dire l'importance que revêt la qualité du blindage.

Tant que la hauteur de fouille ne dépasse pas six mètres, il est inutile de calculer le blindage. Par contre lorsque la hauteur dépasse six mètres, il est plus sûr et généralement plus économique de faire le calcul.

Du fait des étais, ce calcul du blindage apparaît, à première vue, comme le calcul d'une poutre continue reposant sur plusieurs appuis (dans la mesure où l'on peut admettre que le problème est à deux dimensions). Il est malheureusement impossible de prévoir le comportement mécanique du rideau. Les étais sont mis en place les uns après les autres à mesure que les terrassements progressent, aussi la partie supérieure du blindage a-t-elle déjà subi des déformations lorsque la partie inférieure est mise en charge, il faudrait en tenir compte dans le calcul du rideau. De plus, la déformation élastique de l'étai et des coins qui le maintiennent est loin d'être la même pour tous les étais. Le rideau se comporte alors comme une poutre sur appuis dénivelés, mais la dénivellation des appuis est inconnue. Il n'est donc pas possible de calculer le blindage en l'assimilant à une poutre continue, il a trop d'inconnues d'ordre expérimental dont le rôle est déterminant en raison de la grande hyperstaticité du problème.

Pour des raisons analogues, la répartition théorique des contraintes le long de la paroi n'est pas plus facile à déterminer.

Il est certain toutefois, que cette répartition ne ressemble en rien à la distribution linéaire classique, car la déformation de la paroi n'est pas compatible avec l'apparition d'un équilibre correspondant au schéma de Boussinesq. Les mesures faites *in situ*, lors de la réalisation de grandes fouilles, ont montré que cette répartition avait une allure grossièrement parabolique, due vraisemblablement à des effets de voûte.

Pour ces raisons, il faut se méfier des calculs de blindage que l'on peut développer en admettant d'une part, que le rideau est une poutre continue sur appuis de niveau, et d'autre part, que la répartition classique des contraintes règne derrière la paroi. Ces méthodes conduisent à des calculs laborieux (il faut en général mettre en œuvre le théorème de Clapeyron), il semble que ce soit là une perte de temps inutile.

On constate qu'outre les effets de voûte, l'ordre de mise en place des blindages et des étais joue un rôle important ainsi d'ailleurs que la température et le temps. Dans ces conditions, on conseillera de s'en tenir à une méthode empirique qui découle principalement des mesures faites par Spilker lors de la construction du métro de Berlin pendant les années 30 et de celles auxquelles a procédé Peck en 1940-1942 à l'occasion de la réalisation du métro de Chicago.

Mais, comme on vient de le souligner, on est loin d'être sûr des hypothèses de calcul, une observation continue pendant la durée de la construction peut permettre de modifier le projet souvent dans le sens de l'économie.

Il est possible d'obtenir des gains substantiels en réduisant les facteurs de sécurité et en guettant soigneusement les signes précurseurs qui, dans la plupart des sols, précèdent les déformations préjudiciables ou la rupture. Un programme de mesures bien étudié fournira des signaux d'alarme valables à temps pour mettre en œuvre les modifications nécessaires.

Des repères pour les observations de tassement et de mouvements latéraux



doivent être placés sur toutes les structures adjacentes et sur toutes les parois de l'excavation. Les efforts dans les étais peuvent être mesurés par des jauges de contraintes électriques, mécaniques ou à cordes vibrantes. Les mesures directes de pression des terres ne se justifient pas en général à moins que l'on ne désire faire un travail de recherche. Il en est de même pour la pression interstitielle dans les matériaux imperméables. Toutefois, il est important de connaître le niveau de la nappe phréatique, il peut être facilement observé par des piézomètres. Les mesures de soulèvement sont extrêmement utiles. Bien que ces mesures soient simples, elles sont souvent négligées.

### 7.5.2 Méthode empirique de calcul rapide des blindages.

La méthode comporte deux étapes. On choisit d'abord un diagramme de répartition des contraintes analogue à celui qui est dessiné sur la figure VII-29 *a*. Ce diagramme représente l'enveloppe de toutes les répartitions réelles correspondant aux différentes mesures effectives et aux différents stades d'exécution d'une fouille. On admet ensuite que la paroi est articulée au droit de chacun des étais (sauf en ce qui concerne le plus élevé) ainsi qu'au fond de fouille. On est amené ainsi à calculer une succession de poutres droites sur appuis simples (Fig. VII-29 *b*) ; c'est un problème isostatique qui est donc particulièrement facile à résoudre.

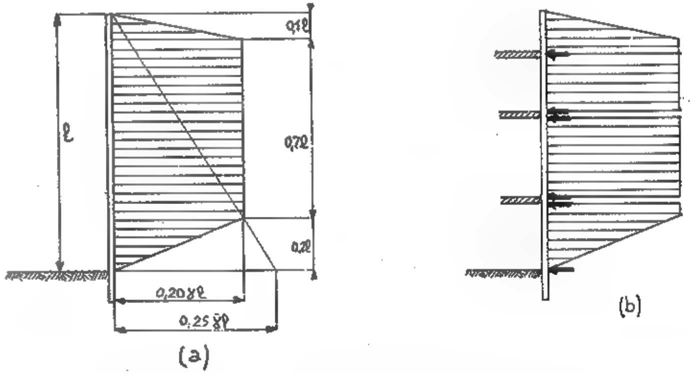
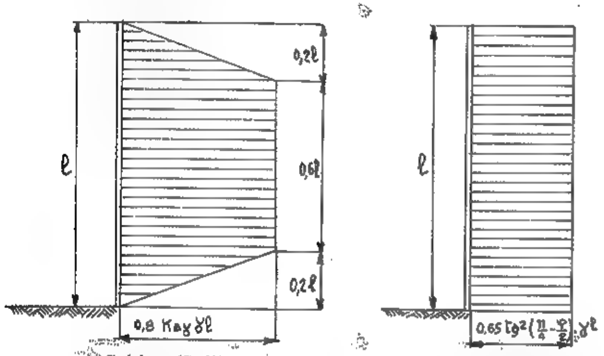



Fig. VII-29. — Calcul empirique d'un blindage (diagramme proposé par Tschebotarioff pour les sables).

Cette hypothèse simplificatrice est évidemment assez grossière. La méthode conduit à une répartition des moments fléchissants qui n'a rien à voir avec la répartition réelle, mais le moment maximal obtenu doit être légèrement supérieur au moment maximal réel (on a rencontré un problème analogue lors de l'étude des membrures d'ancrage), cela seul importe, car c'est le moment maximal réel qui détermine le module de la palplanche, ou l'épaisseur des madriers. Les réactions d'appui permettront de déterminer les efforts dans les étais.

Mais il faut signaler qu'il n'est pas nécessaire d'étudier la stabilité du blindage aux différents stades de sa réalisation. Il n'en va évidemment pas de même pour les méthodes classiques évoquées plus haut.

La figure VII-29 *a* représente le diagramme qui a été proposé par Tschebotarioff pour le cas des fouilles creusées dans du sable. Ce diagramme résulte de quelques retouches apportées à un schéma plus ancien suggéré par Spilker et repris par Terzaghi (Fig. VII-30 *a*). Plus récemment Flaate a cru pouvoir formuler une nouvelle hypothèse (Fig. VII-30 *b*).




*a*) Sables (Spilker). *b*) Sables (Flaate).

FIG. VII-30. — Poussée des sables sur un blindage.

Dans le cas des argiles plastiques, on utilise souvent le diagramme de Peck (Fig. VII-31 *a*). La contrainte maximale a pour intensité $\gamma l - 4\,c$. On peut rapprocher cette valeur de celle de la poussée $P_a$ sur la paroi d'un écran sans frottement dans un équilibre de Rankine (cf. § 6.2.6).

$$P_a = \int_0^l (\gamma r - 2\,c)\,\mathrm{d}r = \gamma \frac{l^2}{2} - 2\,cl$$

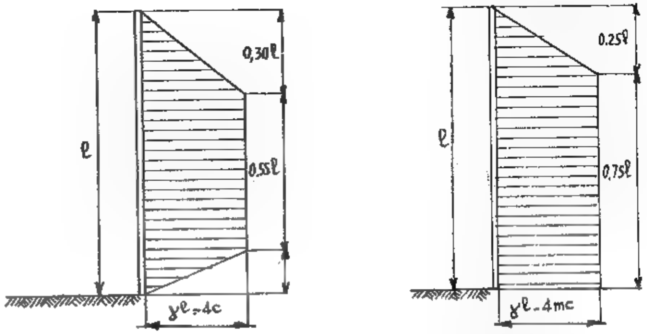
$$= \frac{l}{2}(\gamma l - 4\,c)\,.$$

Flaate a proposé quelques modifications à ce diagramme, quant à sa forme et quant à la valeur maximale de la contrainte (Fig. VII-31 *b*). Il introduit la quantité $\gamma l - 4\,mc$ à la place de $\gamma l - 4\,c$. Le coefficient minorateur $m$ peut varier de 0,4 à 1. Flaate préconise, par exemple, pour l'argile plastique de Chicago $m = 0{,}74$ et pour l'argile d'Oslo $m = 0{,}4$.

Cette méthode permet de déterminer étais et paroi. Le calcul de la paroi et des moises (sur lesquelles reposent les étais) est moins délicat que celui des étais eux-mêmes. En effet, les premiers travaillent à la flexion alors que les étais risquent de périr par flambement. Mais on n'oubliera pas que les fouilles blindées s'effondrent rarement parce que les étais ou les moises sont trop fai-



bles. La plupart des ruptures sont dues aux mauvaises liaisons entre les divers éléments, à l'absence de raidisseur ou à l'oubli d'autres détails importants.




*a*) Argiles (Peek). *b*) Argiles (Flaate).

FIG. VII-31. — Poussée des argiles sur un blindage.

Pour être complet, le calcul d'un blindage doit tenter de préciser le mouvement des parois et le tassement de la surface du sol, il doit comporter d'autre part une étude de la stabilité du fond de fouille. Ces sujets sont délicats ; on dira simplement, pour terminer, qu'il est difficile d'éviter des mouvements notables du blindage dès que la profondeur de la fouille dépasse, dans une argile plastique, 3 à 4 fois la longueur $\frac{c}{\gamma}$. Par contre si cette profondeur reste inférieure à $10\,\frac{c}{\gamma}$, on peut espérer limiter les tassements à 1 ou 2 % de celle-ci.

**Remarques.**

L'utilisation des ordinateurs a permis de faire ces dernières années des progrès considérables dans le calcul des blindages ou parois moulées (Cf. chapitre 8). Les programmes récents permettent de prendre en compte les zones plastiques et élastiques qui varient au cours des différentes phases des terrassements et de la mise en place des différents lits de buton ou tirants d'ancrage.

L'un des meilleurs programmes est actuellement, à notre connaissance, le programme « Rido » mis au point à l'occasion des travaux du métro de Lyon par Fage.

## 7.6 SOULÈVEMENTS DES FONDS DE FOUILLE

On est conduit, de plus en plus souvent, à réaliser des fouilles de grandes dimensions très profondes, par exemple pour la construction de barrages ou de parkings enterrés. De tels ouvrages posent généralement deux problèmes

importants de mécanique des sols, celui de la stabilité des parois et celui du renard (cf. § 7.4).

Dans les milieux cohérents, on peut craindre une troisième difficulté, il s'agit du soulèvement du fond de fouille qui peut d'ailleurs survenir très brutalement. On l'appelle quelquefois « renard solide » par analogie avec le phénomène évoqué plus haut. Le soulèvement du fond de fouille limite dans les argiles la profondeur maximale que l'excavation peut atteindre, quelle que soit la solidité des étais ou des ancrages.

Ce soulèvement du fond de fouille peut résulter de deux phénomènes bien différents. Il peut s'agir du déchargement d'une argile compressible sur une grande épaisseur. Ce cas a été étudié par Kérisel et Savey (Tokyo, Vol. 1, pp. 593 à 596). Ces auteurs introduisent un coefficient de déconsolidation qui conduit à un module de gonflement très supérieur à celui que l'on peut mesurer en laboratoire. Il y a un rapport de 3 à 4 entre les modules mesurés in situ et les modules déterminés en laboratoire. Ces gonflements de déconsolidation semblent se produire très rapidement.

L'autre phénomène, que l'on peut également appeler « renard solide », est beaucoup plus grave et risque d'être à l'origine d'accidents sérieux. De nombreux auteurs ont étudié cette question, différentes méthodes ont été proposées, mais elles reposent toutes sur le même principe. On considère que la rupture du fond de fouille peut être prévue avec une précision suffisante si on la traite comme un problème de capacité portante au niveau du fond de fouille.

De manière plus précise, on étudie la stabilité du fond de fouille $bb_1$ en assimilant le plan $bb'$ à une semelle superficielle (supportant bien entendu le poids des terres situées au-dessus d'elle) et en évaluant la capacité portante du sol à ce niveau $b'\,bb_1$ (Fig. VII-32).

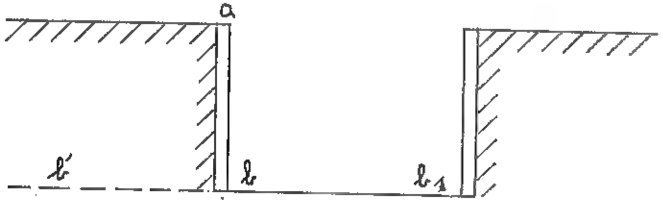



FIG. VII-32. — Stabilité d'un fond de fouille.

Les méthodes diffèrent par les hypothèses faites sur la forme des lignes de rupture sous le plan $bb'$, sur l'évaluation du facteur de capacité portante, sur l'influence de la géométrie de la fouille, mais aussi sur la contribution du sol situé au-dessus du niveau $bb'$ à la résistance générale du massif. Ce terrain en effet est doté de cohésion et l'on peut compter sur elle pour diminuer les contraintes dues au poids des terres qui s'exercent au niveau $bb'$.

On considèrera une fouille blindée de grande longueur et de profondeur $H$,



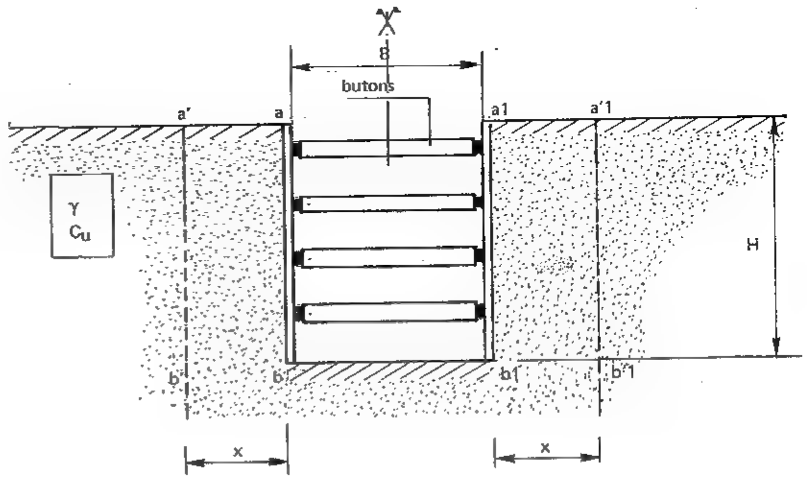



FIG. VII-33.

creusée dans un terrain homogène purement cohérent, de cohésion $c_u$ et de poids volumique $\gamma$ (Fig. VII-33). Comme on a supposé la fouille de grande longueur, on pourra admettre en première approximation qu'il s'agit d'un problème plan à deux dimensions. A une distance $x$ de la paroi et parallèlement à celle-ci, on considère un plan $a'\,b'$. On va étudier l'équilibre de la masse de terres située au-dessus de $bb'$ et comprise entre la paroi $ab$ et le plan $a'\,b'$ (Fig. VII-34).

On peut admettre qu'il n'y a pas de frottement entre le massif et le blindage. On ne prendra donc en compte que les effets verticaux. A titre d'approximation, on supposera que la résistance au cisaillement le long de $a'\,b'$ est constante et égale à $c_u$.

Le massif est donc soumis à trois forces verticales, son poids $W = \gamma Hx$, la réaction de cisaillement le long de $a'\,b'$, $T = c_u\,H$ et la résistance $R$ du sol sous le niveau $bb'$. Cette résistance $R$ doit équilibrer la différence

$$W - T = H(\gamma x - c_u)\,.$$

Autrement dit plus $H$ augmente, plus $R$ doit être élevé. A une certaine profondeur $H_{max}$ on atteint un équilibre de rupture et $R$ est égal à la capacité portante du sol sous une semelle superficielle : $N_c\,c_u\,x$. On obtient finalement pour la profondeur maximale $H_{max}$ de la fouille

$$N_c\,c_u\,x = H_{max}(\gamma x - c_u)$$

soit

$$H_{max} = \frac{N_c\,c_u\,x}{\gamma x - c_u} = \frac{N_c\,c_u}{\gamma}\,\frac{1}{1 - \dfrac{c_u}{\gamma x}}\,.$$

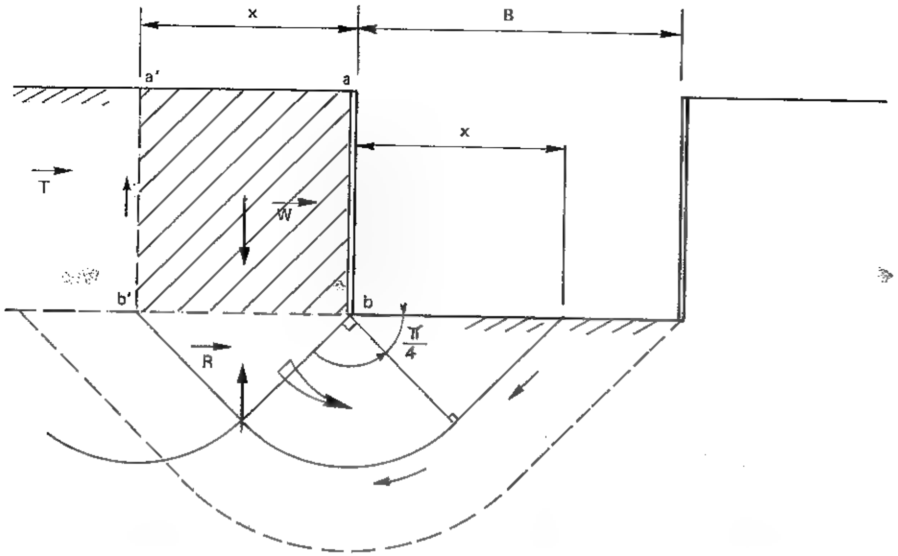



FIG. VII-34.

La profondeur $H_{max}$ décroît quand $x$ croît. La géométrie du massif impose des limites à $x$, soit parce que la ligne de glissement inférieure recoupe un substratum rocheux, soit parce que l'on atteint l'autre extrémité de la fouille.

Si l'on adopte le schéma de Caquot-Kerisel pour un milieu purement cohérent, la figure VII-34 montre que $x$ ne peut dépasser la valeur $B$, largeur de la fouille. Dans ce schéma d'ailleurs, on a également $N_c = \pi + 2 = 5{,}14$ (1). On aboutit donc au résultat suivant :

$$H_{max} = \frac{5{,}14\ c_u}{\gamma} \frac{1}{1 - \dfrac{c_u}{\gamma B}}.$$

On pourra définir, lorsque $H$ est inférieur à $H_{max}$, un coefficient de sécurité $F = \dfrac{H_{max}}{H}$, soit

$$F = \frac{5{,}14\ c_u}{\gamma H} \frac{1}{1 - \dfrac{c_u}{\gamma B}}.$$

Terzaghi avait déjà abordé le problème de cette manière, mais en adoptant une autre figure pour les lignes de glissement. La figure VII-35 montre le schéma retenu, on a alors

$$N_c = \frac{3\pi}{2} + 1 = 5{,}71$$

(1) Cf. § 9.22, page 168.



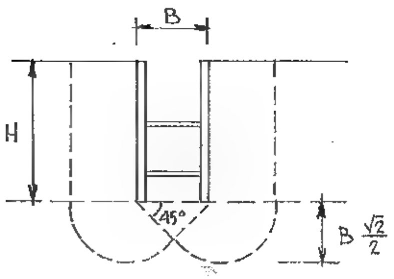



FIG. VII-35. — Stabilité du fond de fouille selon Terzaghi.

et

$$H_{max} = \frac{5{,}71\ c_u}{\gamma} \frac{1}{1 - \dfrac{c_u\sqrt{2}}{B}}$$

on retrouve fréquemment cette formule dans la littérature technique.

Ces différentes formules mettent en évidence le rôle que joue le rapport $\dfrac{\gamma H}{c_u}$. Peck a précisé en 1969 au congrès de Mexico ce à quoi l'on devrait s'attendre en fonction de la valeur de ce rapport. Dès qu'il dépasse la valeur 3, il y a formation d'une zone plastique en fond de fouille, pour des valeurs supérieures à 6,5, le soulèvement est à craindre.

Cette analyse permet de comprendre les grandes lignes du phénomène, mais les calculs pratiques nécessitent certaines adaptations lorsque le niveau supérieur du terrain naturel est chargé, lorsque le massif comporte des couches de caractéristiques différentes, lorsque les dimensions de la fouille sont telles qu'on ne peut plus assimiler le problème à un problème plan.

On se contentera de donner les formules proposées par Tschebotarioff en 1973 pour tenir compte de la forme en plan de l'excavation. La fouille de largeur $B$ a une longueur $L$, le fond de fouille est à une distance $D$ du substratum indéformable (Fig. VII-36).

Si $L < D$

$$H_{max} = \frac{5{,}14\ c_u\left(1 + 0{,}44\dfrac{D}{L}\right)}{\gamma - c_u\left(\dfrac{1}{D} + \dfrac{2}{L}\right)}.$$

Si $L > D$

$$H_{max} = \frac{5{,}14\ c_u\left(1 + 0{,}44\dfrac{2D - L}{L}\right)}{\gamma - c_u\left(\dfrac{1}{D} + \dfrac{4D - 2L}{DL}\right)}.$$

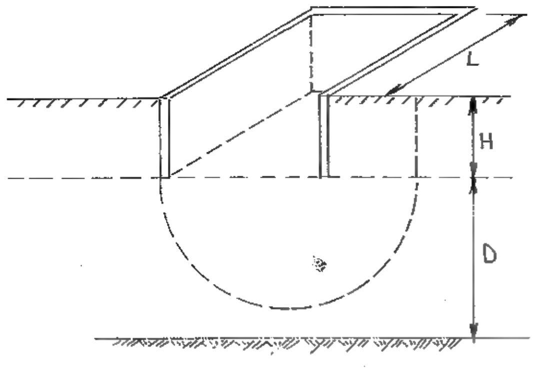



FIG. VII-36. — Stabilité du fond de fouille formule de Tschebotarioff.

Par rapport à ces valeurs Tschebotarioff recommande d'adopter un coefficient de sécurité compris entre 1,6 et 2.

On mesure tout ce que cette analyse a de sommaire. Il est très vraisemblable en particulier que la contrainte de cisaillement le long de la verticale $a' b'$ n'est pas constante et égale à la cohésion, car cette verticale a fort peu de chance de représenter correctement une ligne de glissement réelle. Pour améliorer la description du phénomène, il convient donc de serrer de plus près le schéma de rupture. Navdocks en 1971 a montré la voie et donné une série d'abaques. La figure VII-37 représente les lignes de glissement prises en compte. L'allure générale du phénomène est bien identique à ce que l'on avait déjà trouvé par des procédés plus frustes. Il est donc possible, en première approximation, d'utiliser les calculs sommaires exposés plus haut avec les coefficients de sécurité qui ont été indiqués. Bien entendu, ce coefficient sera choisi d'autant plus élevé que les caractéristiques géotechniques des couches intéressées sont mal connues et qu'il y a plus d'incertitude sur les surcharges possibles.

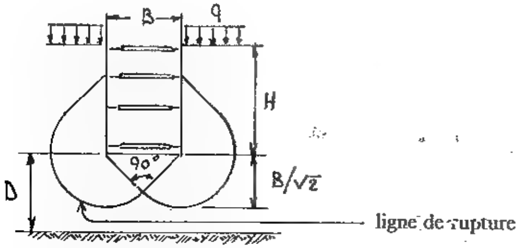



FIG. VII-37. — Schéma proposé par Navdocks.



## BIBLIOGRAPHIE

BAGGETT, J. K. et BUTTLING, S. (1977). — *Design and in-situ performance of a sheet pile wall*, IX ICSMFE. Tokyo. Vol. 2, pp. 3/1.

BJERRUM, L. — *Measuring instruments for strutted excavation.* Journal of the soil mechanics division ASCE, janv. 1965.

BJERRUM, L. et EIDE, E. O. — *Stability of strutted excavations in clay.* Géotechnique, mars 1956.

BJERRUM, L., FRIMANN CLAUSEN, C. J. et DUNCAN, J. M. (1972). — *Stability of flexible structures.* Fifth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Madrid, Session III a.

BOISSIER, D., GIELLY, J., KASTNER, R. et MANGIN, J. C. (1978). — *Détermination des moments et des pressions exercées sur un écran à partir de mesures inclinométriques.* Can. Géotech. Journ., Vol. 15, p. 522-536, nº 4.

BRINCH HANSEN, J. — *Earth pressure calculation.* The Danish technical press. Copenhague, non 1953.

Bureau SECURITAS. — *Recommandations concernant la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des tirants d'ancrages. Règles TA 77.* Eyrolles, 1977.

CALLE, E. O. F. (1979). — *Determination of earth pressures on sheet pile walls from measures of deflections and bending moments.* l.g.m., mededelingen, published by The Delft Soil Mechanics Laboratory, The Netherlands, Part XX, nº 4, December 79, p. 87-97.

FLAATE, K. S. — *Stresses and movements in connection with braced cuts in sand clay.* Thèse publiée, Université d'Illinois, 1966.

GIELLY, J., KASTNER et FERRAND, J. (1977). — *Expérimentation en vraie grandeur sur écrans souples.* IX ICSMFE. Tokyo, 1977, Vol. 2, pp. 75-78.

GOULD, J. P. (1980). — *Cofferdams and Retaining Structures.* Geotechnical Engineering Division, Illinois Section ASCE. *Lessons from Recent Practice in Geotechnical Engineering.* Chicago, Il., March 11, 1980.

GOUVENOT, D. et BUSTAMANTE, M. (1978). — *Mesures In Situ sur les Ouvrages Maritimes de Soutènement.* Annales de l'I.T.B.T.P., nº 375, septembre 79.

HOUY, A. (1970). — *Calcul des ouvrages en palplanches métalliques.* Wendel-Sidelor. Metz (Moselle).

HOUY, A. (1977). — *Le Dimensionnement des Ouvrages vu sous l'angle de la sécurité probabiliste.* Construction, T. XXXII, nº 3 (mars 1977), Dunod, Montreuil.

MANDEL, J. — *Ecoulement de l'eau sous une ligne de palplanches, abaque pour la condition de renard.* Travaux, mars 1951.

PECK, R. B. — *Earth pressure measurements in open cuts.* Trans ASCE paper 1008. Chicago, 1943.

ROWE, P. H. — *A theoretical and experimental analysis of sheet-pile walls.* Proceedings of the institution of civil engineers, janv. 1955.

— *Anchored sheet-pile walls.* Proceedings of the institution of civil engineers, janv. 1962.

TRAN VO NHIEM. — *Uplift resistance of anchor slabs in soft clay.* Istambul conference on Soil Mecanics and fondations Engineering, mars, avril 1975.

U.S.S. — *Steel Sheet Piling Design Manual.* United State Steel, Pittsburgh Pa. 1975, 133 pages.

## PROBLÈMES

** **1.** On désire calculer le rideau de palplanches représenté sur la figure VII-38, qui en précise les dimensions, une deuxième ligne de tirants située entre $A$ et $B$ assure la stabilité de la partie supérieure, on ne tiendra pas compte de ces tirants dans les calculs.

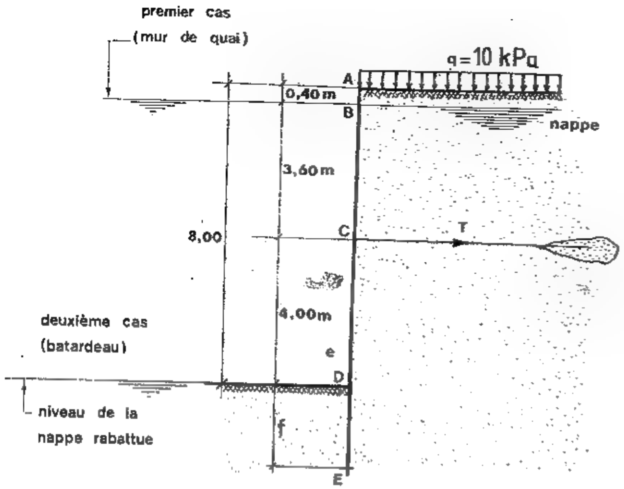



FIG. VII-38.

Le terrain a les caractéristiques suivantes :

poids volumique sec : 18 kN/m³
poids volumique déjaugé : 11 kN/m³
angle de frottement interne : $\varphi = 33°$
cohésion $c = 0$.

Les coefficients de poussée et de butée à prendre en compte sont :

$$k_a = K_a = 0{,}296\,, \qquad \delta = 0\,, \qquad K_p = 6{,}81\,.$$

Le terrain supporte une surcharge de 10 kPa.

On admettra que le rideau est simplement buté en pied et on demande :

1) La fiche à donner à la palplanche (avec un coefficient de sécurité de 2, appliqué à la butée).

2) L'effort d'ancrage dans le tirant supposé horizontal.

3) Le moment maximal dans la palplanche.

**Réponse :**

| | | | |
|---|---|---|---|
| 1^er^ cas | 1) $f = 2{,}30$ m ; 2) $T = 114$ kN/m ; 3) $M = 65$ kN/m. | 2^e^ cas | 1) $f = 6{,}10$ m ; 2) $T = 434$ kN ; 3) $M = 606$ kN.m/m. |

** 2. Les tirants du rideau étudié dans l'exercice n° 1 sont fixés sur un rideau d'ancrage, comme l'indique la figure VII-39.

Les tirants sont espacés de 1,60 m.

On demande :

1) La hauteur $H$ du rideau d'ancrage (on ne prendra pas de sécurité sur la rupture et on pourra admettre provisoirement que la nappe affleure la partie supérieure du remblai).

2) La position de l'attache des tirants sur le rideau d'ancrage et le moment fléchissant maximal $M$ de celui-ci.



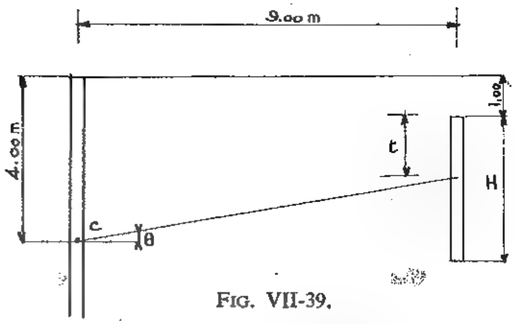



FIG. VII-39.

3) Le module de résistance de la membrure d'ancrage sur le rideau principal.

4) La section des tirants (pour ces deux dernières questions on fixera la contrainte admissible dans l'acier à 1,6 10⁵ kPa).

**Réponse :** 1) $H = 1{,}05$ m ;
2) $t = 0{,}59$ m, $M = 14{,}9$ kN.m/m
3) $M_R = 180$ cm³/m ;
4) 11,8 cm².

** 3. On conserve les données du premier exercice, mais on suppose maintenant que le rideau est encastré en pied. En utilisant la méthode de Blum (point de moment nul placé au point de contrainte résiduelle nulle), on demande de calculer :

1) La position du point de moment nul, l'effort d'ancrage et la fiche totale de la palplanche (avec un coefficient de sécurité égal à 1 sur la butée et en calculant la surprofondeur à partir de la contre-butée).

2) Le moment fléchissant $M_1$ au droit du tirant
le moment fléchissant maximal $M_2$ entre le tirant et le point de moment nul
le moment fléchissant maximal $M_3$ sous le point de moment nul.

**Réponse :** 1) $a = 0{,}42$ m, $T = 105$ kN/m, $f = 2{,}60$ m ;
2) $M_1 = 64$ kN.m/m,
$M_2 = -16{,}6$ kN.m/m,
$M_3 = 23{,}1$ kN.m/m.

** 4. On calculera cette fois le même rideau par la méthode de Tschebotarioff.

On demande :

1) La fiche de la palplanche.
2) L'effort d'ancrage.
3) Le moment fléchissant maximal.

**Réponse :** 1) $f = 3{,}44$ m ;
2) $T = 95$ kN/m ;
3) $M = -22{,}6$ kN.m/m.

Les calculs seront faits dans les deux cas suivants :

Premier cas :
La nappe est au même niveau des deux côtés du rideau de palplanches (cas d'un mur de quai).

Deuxième cas :
La nappe est rabattue jusqu'au niveau du fond de fouille du côté excavé (cas d'un batardeau).

*N.B.* : On trouvera dans le chapitre 8 du Tome 2 (pp. 45 à 70) du Sanglerat-Olivari-Cambou, la solution détaillée des quatre problèmes ci-dessus, ainsi que d'un autre problème concernant le calcul de ducs d'Albe.

CHAPITRE VIII

# PAROIS MOULÉES

## 8.1 UTILISATION DES PAROIS MOULÉES.

### 8.1.1 Généralités.

On appelle paroi moulée, un écran vertical en béton, armé ou non, construit sans blindage ni coffrage à partir de la surface du sol par excavation à l'aide de machines appropriées. Ce procédé de construction permet d'exécuter des murs ou écrans au sein même du terrain avant d'effectuer le terrassement correspondant aux fouilles de pleine masse. Ce système est donc particulièrement intéressant lorsqu'on se trouve dans la nappe phréatique. Il remplace avantageusement les palplanches métalliques dans certains cas et en particulier dans celui des fouilles de grandes dimensions.

L'épaisseur de ces parois verticales varie généralement de 0,50 m à 1,50 m. Leur profondeur souvent comprise entre 10 m et 20 m, n'est limitée que par les moyens mis en œuvre pour les réaliser. (Certaines parois ont atteint 90 m de profondeur au barrage de la Villita au Mexique par exemple.)

Ce procédé a vu le jour en Italie vers 1950. Dans ce pays, l'acier coûte cher ce qui diminue l'intérêt des palplanches. Par ailleurs les rideaux de palplanches présentent l'inconvénient de ne pas être étanches et de ne pas pouvoir être battus dans des couches dures ou à proximité d'ouvrages fragiles. En outre, il est souvent économique de réaliser directement un écran définitif, en béton armé, qui peut être utilisé ultérieurement comme mur porteur.

La paroi moulée est le terme logique de l'évolution des rideaux de pieux jointifs ou sécants, mis au point depuis 1934 sur différents chantiers de génie civil. Les premiers brevets ont été pris en Italie par le professeur Veder en 1952 et par Marconi en 1953.

On peut distinguer deux catégories dans les applications possibles de la paroi moulée : les écrans d'étanchéité et les parois formant soutènement.

Les écrans d'étanchéité ont pour objet d'assurer l'étanchéité d'une enceinte et de rester définitivement enfouis dans le terrain. Souvent ces écrans sont « au large » ce qui signifie qu'ils sont situés à une certaine distance des ouvrages définitifs.

On citera par exemple : les enceintes provisoires permettant la construction d'un barrage, les batardeaux, les voiles d'étanchéité sous un barrage.

Les parois moulées peuvent aussi être utilisées pour empêcher la contamination de la nappe phréatique par des dépôts de déchets liquides ou pour éviter le délavement de certains déchets solides (Sanglerat T. R. 1983).



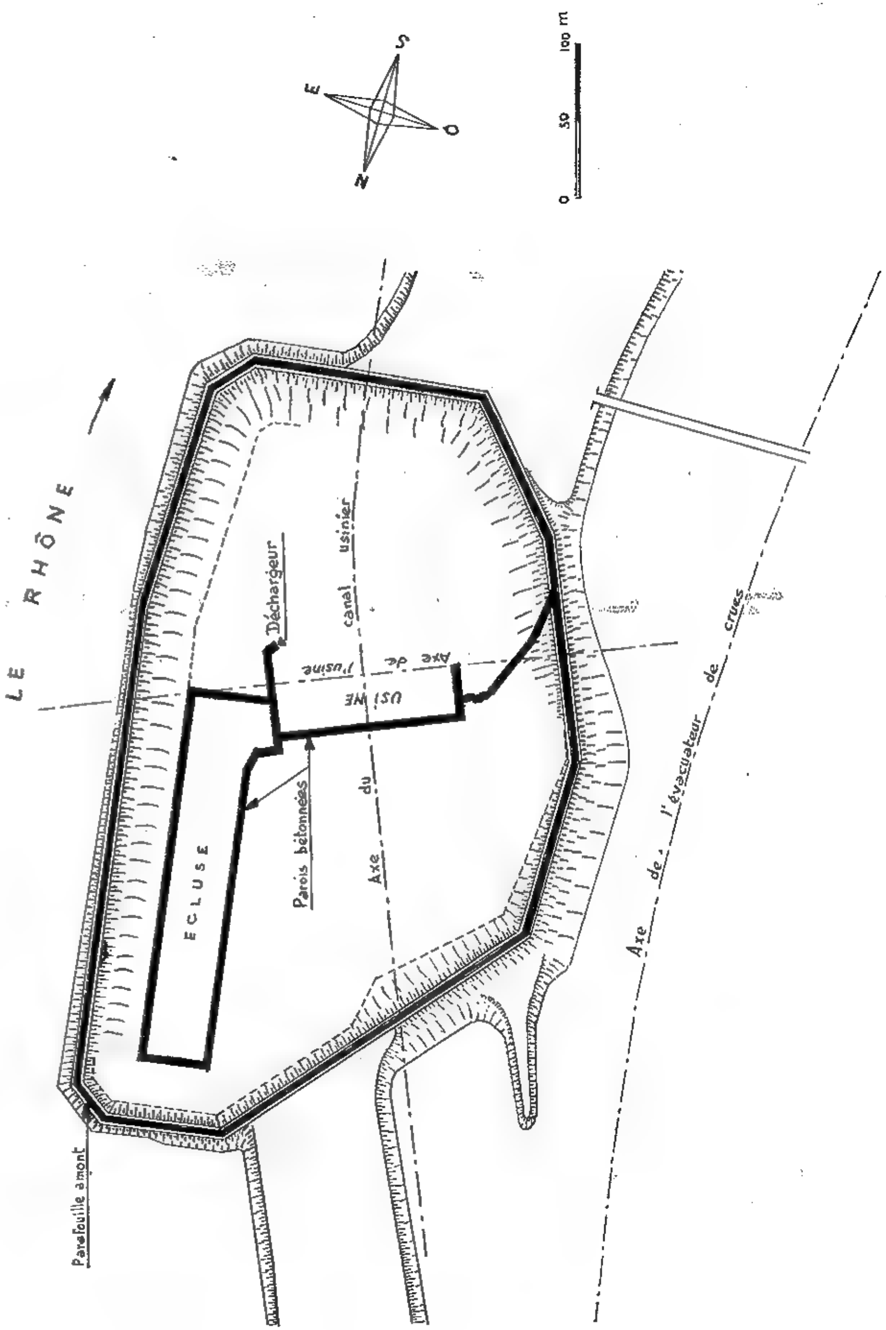



FIG. VIII-1 *a*. — Parois moulées du batardeau provisoire de l'usine et de l'écluse du barrage de Pierre Bénite (Rhône) réalisées par Solétanche.

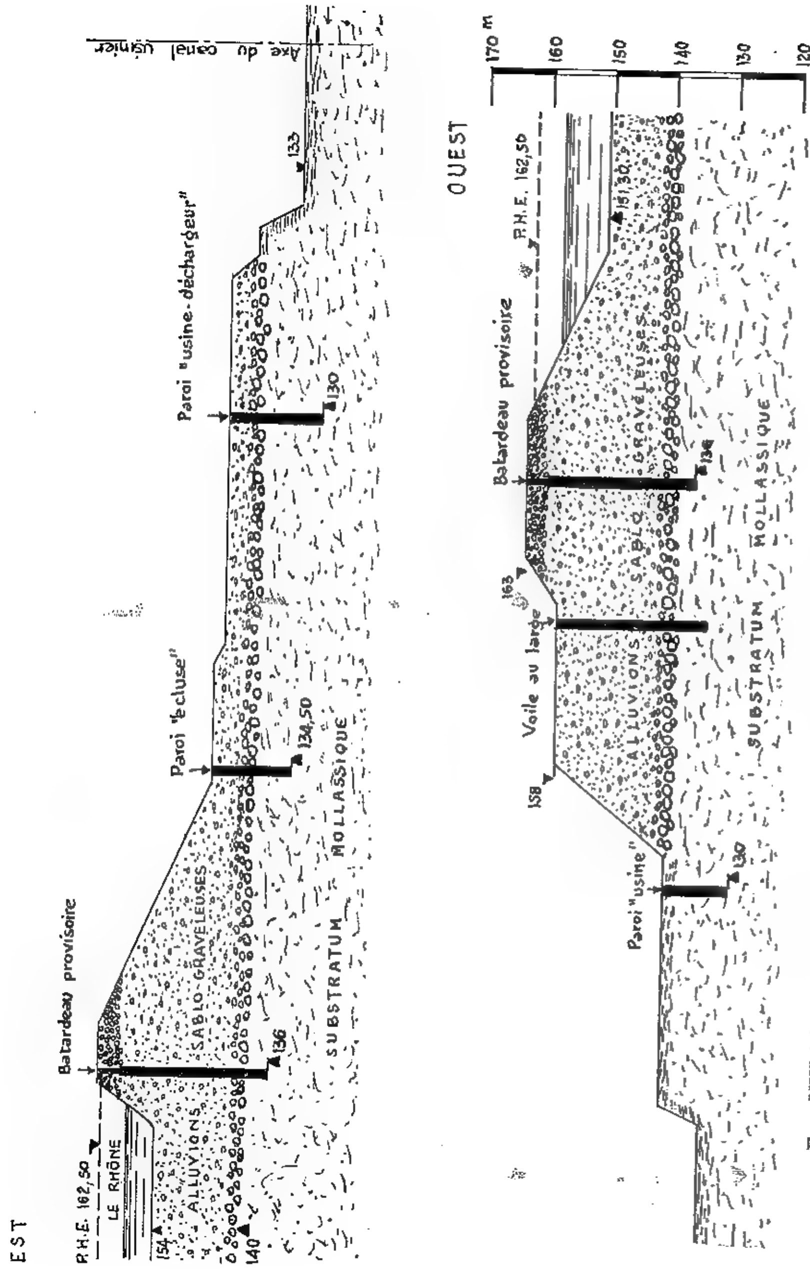



FIG. VIII-1 *b*. — Coupe suivant l'axe longitudinal de l'usine du barrage de Pierre Bénite (Rhône).



Dans ces cas l'écran peut ne pas être armé mais constitué d'un béton faiblement dosé en ciment avec adjonction éventuelle d'argile pour augmenter l'imperméabilité, la résistance mécanique demandée étant très faible. Ce type de paroi est surtout utilisé lorsqu'il n'est pas possible de rabattre la nappe aquifère (milieu trop perméable).

Après leur exécution, les écrans qui doivent jouer un rôle de soutènement ont une de leurs faces dégarnie. On indiquera comme cas d'utilisation de parois de ce type : des cuvelages de caves d'immeubles, des parkings souterrains, des piédroits de métros, des silos enterrés, des reprises en sous-œuvre de murs mitoyens, des murs de soutènement à l'entrée de tunnels (Fig. VIII-2). Il s'agit alors de béton armé normal, fortement dosé en ciment, faisant partie intégrante de la structure envisagée, tout en assurant également quelquefois un rôle d'étanchéité.

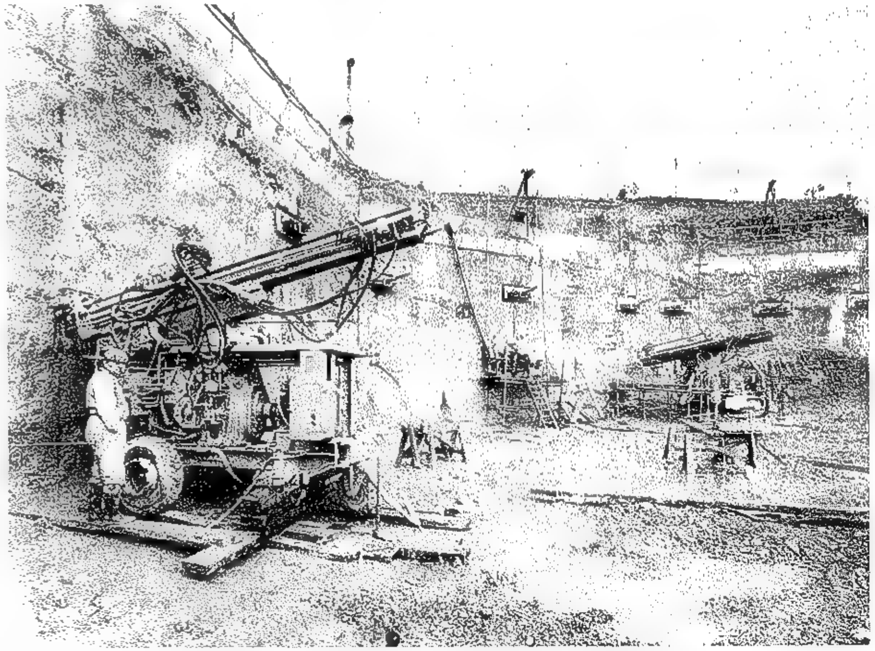


FIG. VIII-2. — Paroi moulée de soutènement à l'entrée sud du tunnel routier sous la colline de Fourvière à Lyon (Solétanche). Exécution du deuxième lit d'ancrage. Photographie : Studio Villeurbannais.

### 8.1.2 Exécution du forage de la paroi moulée.

La perforation du terrain se fait soit à l'aide de bennes preneuses spéciales, pour les terrains tendres, soit dans les terrains compacts ou rocheux, à l'aide d'outils percutants (trépans) ou roto-percutants (trépan animé d'un mouve-

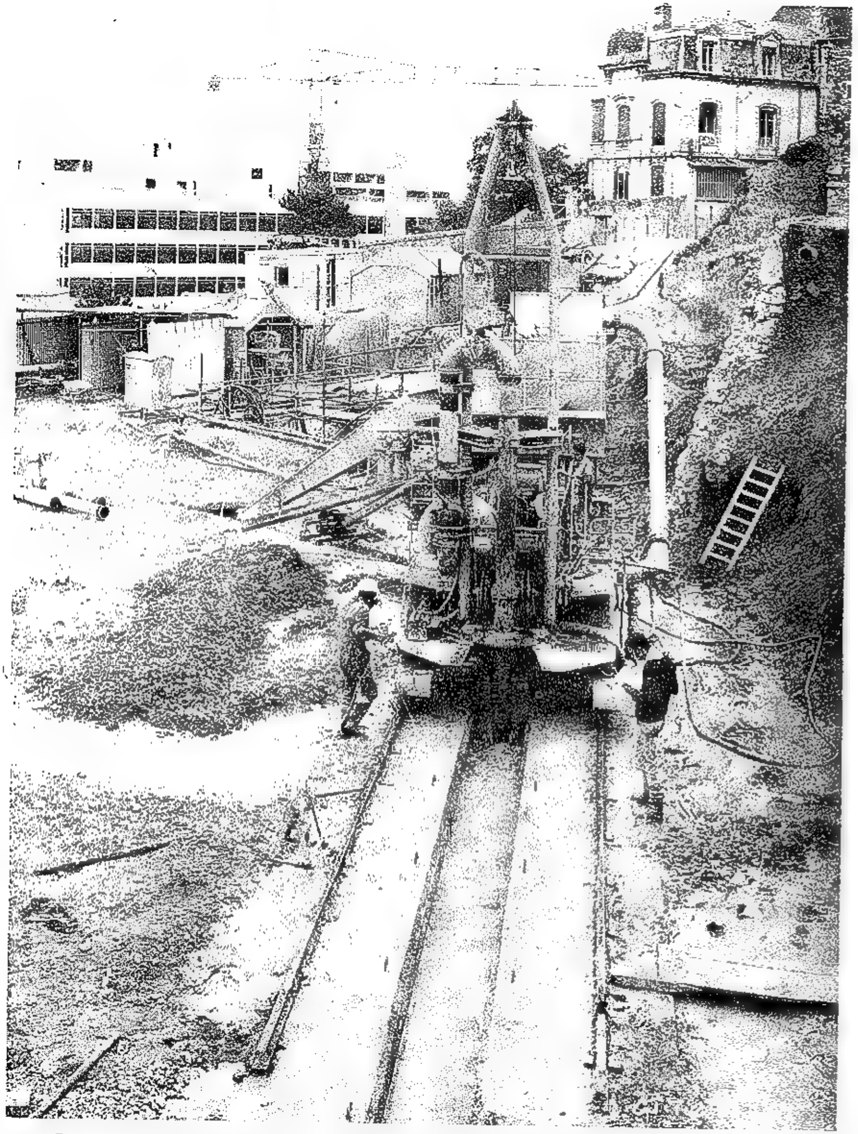


FIG. VIII-3 *a*. — Excavation de la paroi moulée du tunnel de Fourvière (Solétanche). On distingue très nettement les murettes-guides. Photographie : Studio Villeurbannais.

ment lent de rotation). La forme de la tête d'attaque du trépan peut varier du simple tranchant jusqu'à des formes compliquées étudiées pour désagréger au mieux le terrain. On utilise parfois un outillage à rotation pure, comme pour les forages pétroliers.



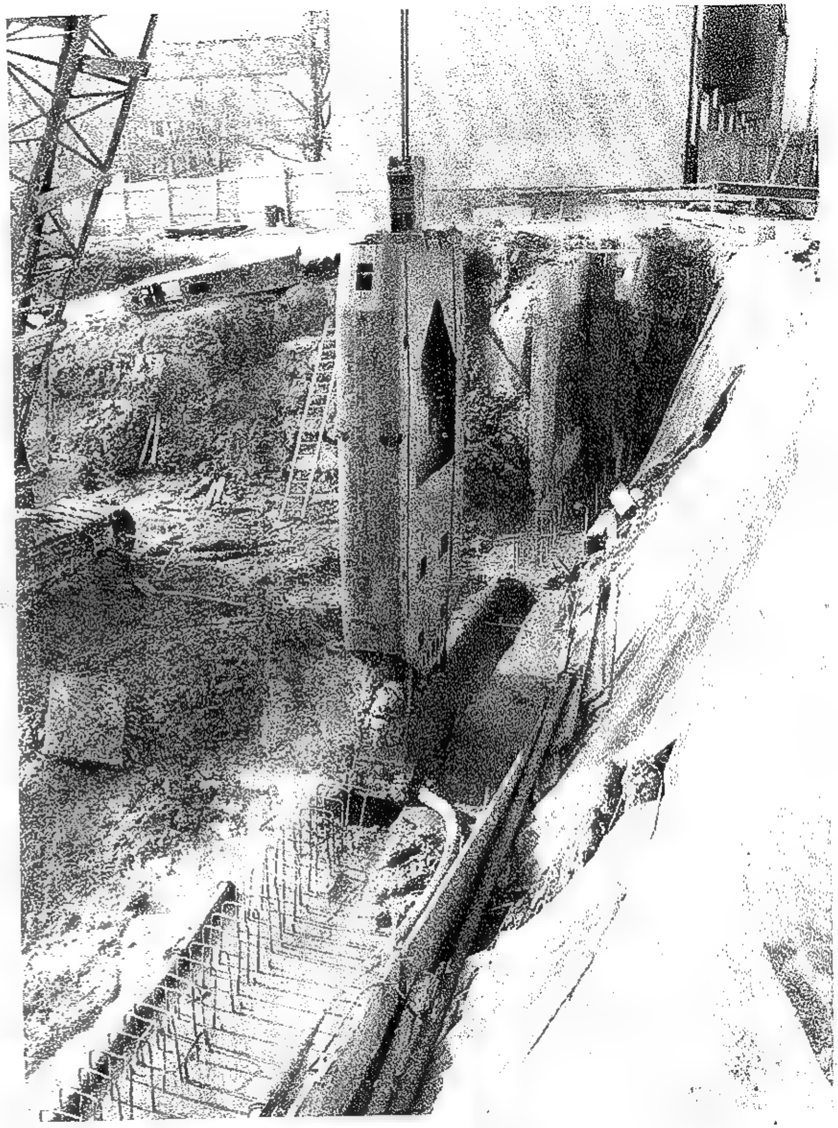


FIG. VIII-3 *b*. — Exécution d'une paroi moulée avec benne à câble (Photo Bachy).

Ces procédés sont brevetés et chaque firme spécialisée possède un outillage particulier sur lequel on ne s'étendra pas (Solétanche, Icos).

Les tranchées ainsi réalisées sont constamment remplies d'une boue spéciale thixotrope, généralement de l'eau chargée de bentonite.

Dans le cas de l'utilisation du trépan, l'injection de bentonite peut se faire par la tige creuse de l'outil et son évacuation est assurée par la partie périphérique de l'excavation (circulation directe), la bentonite peut aussi être aspirée par l'intérieur des tiges, ce qui nécessite une forte puissance de pompage (circulation inverse).

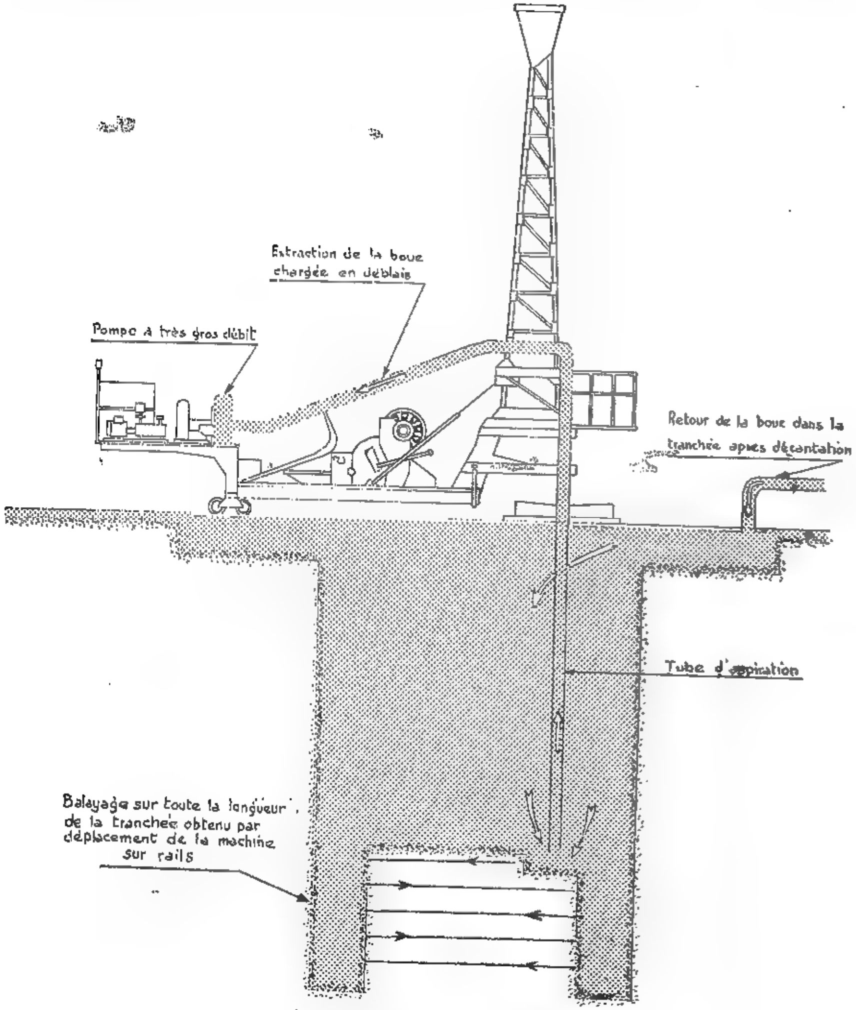



FIG. VIII-4. — Appareillage.

Préalablement aux opérations d'excavation on exécute deux murettes d'un mètre de hauteur environ. Ces murettes-guides assurent la régularité du tracé de la tranchée et canalisent la boue au voisinage de la surface (Fig. VIII-3 *a* et 3 *b*).



C'est la présence de cette boue qui fait l'originalité du procédé et son intérêt au point de vue de la mécanique des sols.

En effet, si on exécutait sans précaution particulière une fouille verticale à grande profondeur, des effondrements de paroi se produiraient inévitablement. Le « miracle » de la paroi moulée, c'est que la tranchée est stable, sans blindage grâce à une simple boue à la bentonite. On peut facilement, après achèvement de l'excavation, remplacer la boue par du béton à l'aide d'un tube plongeur (Fig. VIII-4). Il est ainsi possible de couler un béton en le moulant exactement dans le volume excavé dans le sol, la boue étant récupérée au fur et à mesure de l'introduction du béton.

La bentonite est une argile du type montmorillonite (cf. tableau I, § 1.2.4). Le produit utilisé en travaux publics est finement broyé et rendu basique par addition de soude, il est livré sous forme pulvérulente comme un liant

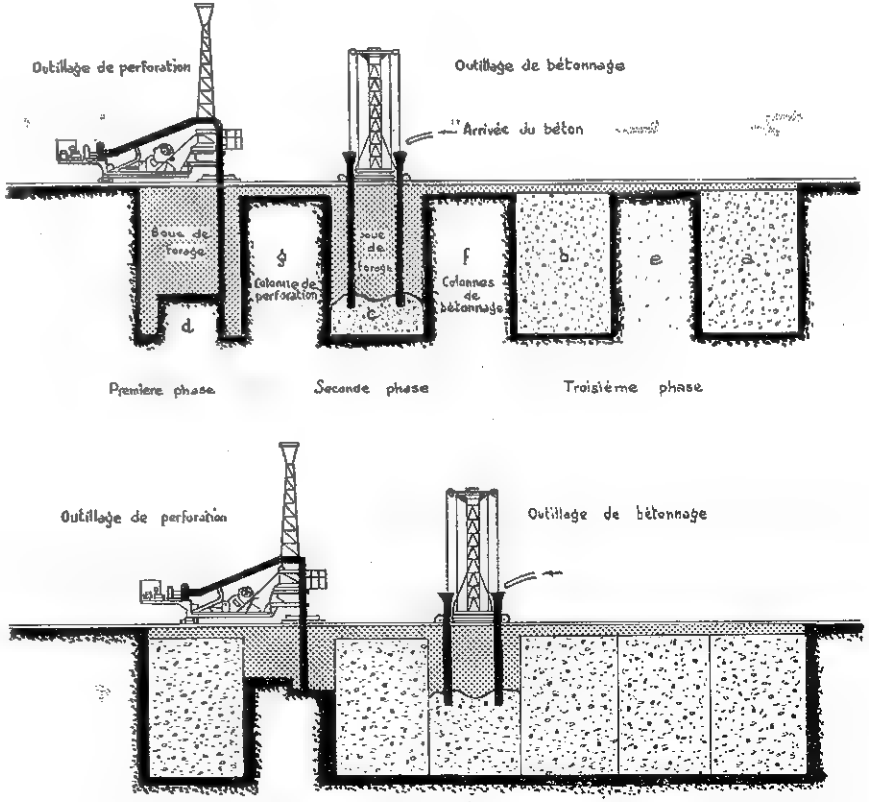



FIG. VIII-5. — Phases d'exécution.

hydraulique. Cette bentonite sodique doit avoir une limite de liquidité au moins égale à 500. A la différence des autres argiles, elle possède deux propriétés particulières caractéristiques comme on l'a souligné dans le chapitre I : elle peut absorber de l'eau dans des proportions considérables et les échanges de cations y sont très faciles.

Il a été observé depuis longtemps par les pétroliers que les forages remplis de boue bentonitique avaient une tenue très supérieure aux autres et donnaient lieu à beaucoup moins d'éboulements. La tenue d'une cavité circulaire de faible diamètre s'explique aisément par la formation de voûtes de compression annulaires. Par contre, la tenue d'une excavation plane ne peut bénéficier de la même explication. Le fait, constaté chaque jour, qu'une tranchée profonde remplie de boue bentonitique ne s'effondre pas, ne semble pas avoir reçu jusqu'à présent une explication scientifique complète (cf. article 8.3).

L'exécution d'une tranchée de grande longueur s'effectue par passes successives comme on l'a représenté sur la figure VIII-5. La forme en plan de la paroi peut être rectiligne ou courbe. Son exécution (excavation et bétonnage), s'effectue par volumes limités ou panneaux. Leurs dimensions sont essentiellement fonction de la capacité du bétonnage du chantier. Les périodes de bétonnage ne peuvent en effet se prolonger au-delà du début de prise du béton, ou mieux, du moment à partir duquel la viscosité du béton frais dépasse une certaine valeur. C'est pourquoi on utilise fréquemment des retardateurs de prise. Les dimensions sont également fonction de la tenue du terrain. Les panneaux ont couramment de 8 à 10 m de longueur.

Les panneaux sont exécutés à la suite les uns des autres ou, de préférence, en terrain difficile par séries paire et impaire (Fig. VIII-5). Si l'ordre d'exécution des panneaux est *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, *f*, *g*, le bétonnage du panneau *c* s'effectue en même temps que le forage du panneau *d*.

Les principaux avantages de la paroi moulée sont la continuité (il n'y a de solution de continuité qu'au droit des joints entre panneaux), la résistance, l'étanchéité et une mise en œuvre peu bruyante.

**Excavation de la tranchée.**

Pour l'excavation des terrains meubles on utilise des bennes à deux coquilles, avec fermeture mécanique ou hydraulique. Le guidage s'effectue soit avec des jupes métalliques soit avec une barre rigide (Kelly) coulissant dans un caisson fixé à l'engin porteur.

Pour la traversée de terrains compacts on peut dans une certaine mesure désagréger le terrain par la chute d'un trépan métallique de forme étudiée, la benne servant à curer les débris qui amortissent la chute du trépan. Des bennes à câbles alourdies et robustes ont une plus grande efficacité pour découper ou arracher les matériaux (cf. Fig. VIII-3 *b*).

Cependant les problèmes d'entretien et le faible rendement limitent les



procédés ci-dessus, en général, aux roches tendres fissurées et aux moraines à blocs métriques.

Les roches massives peu dures de forte épaisseur nécessitent des outillages

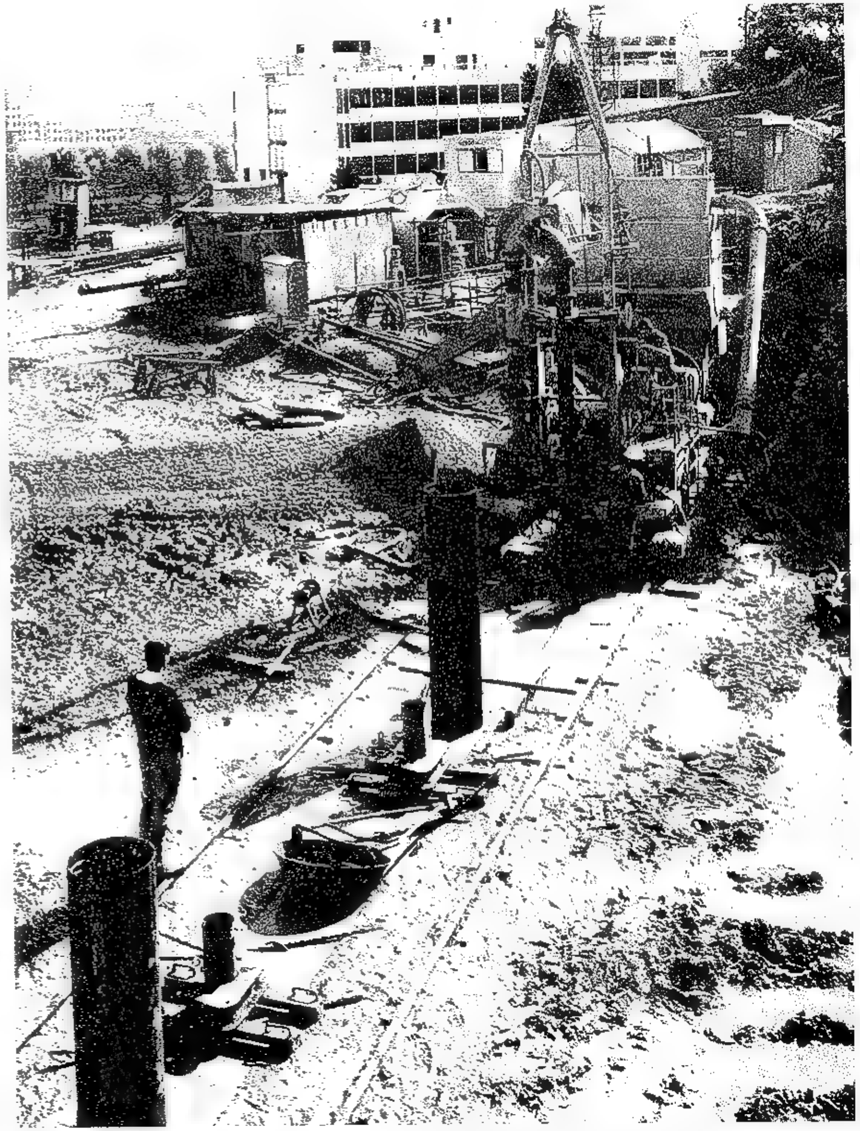


FIG. VIII-6. — Paroi moulée du tunnel de Fourvière.
On distingue les tubes métalliques verticaux qui servent de coffrage à la jonction des différents panneaux. Photographie : Studio Villeurbannais.

complexes fonctionnant en rotation ou rotopercussion, les débris étant en général extraits du fond par pompage de la boue chargée (circulation inverse) et décantés dans de grands bacs. Ces procédés coûteux sont souvent évités par l'utilisation de murs ancrés (soutènement) et d'injection (consolidation et étanchéité).

### 8.1.3 Bétonnage.

Le béton arrive au fond de la tranchée par un tube de bétonnage et remonte lentement, chassant la boue. L'extrémité du tube de bétonnage doit toujours

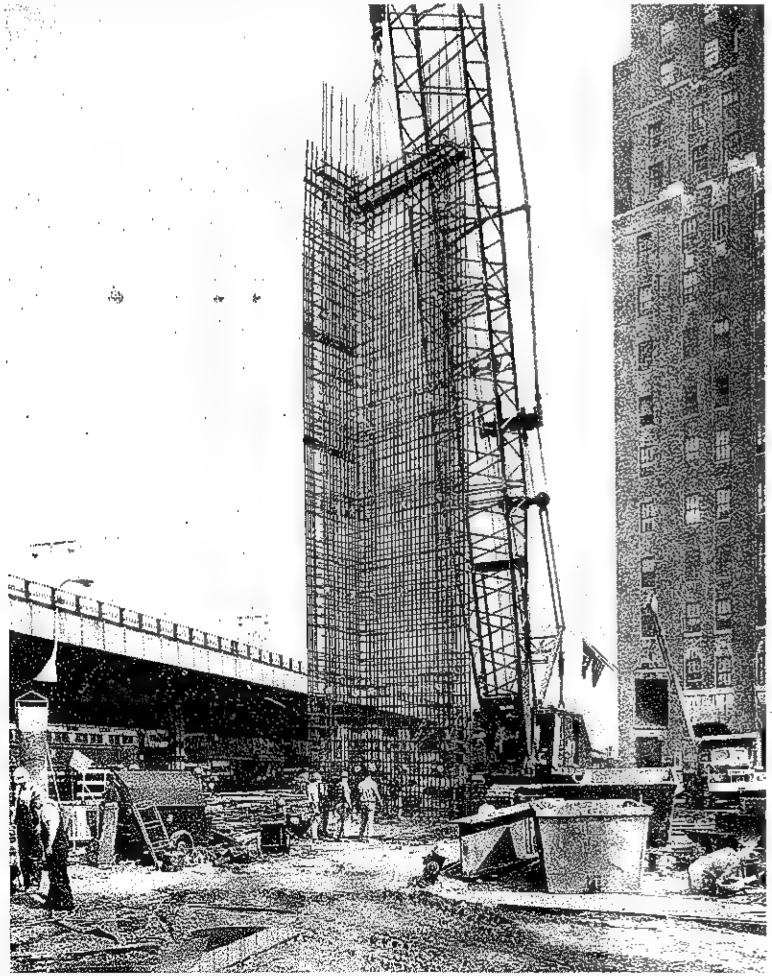


FIG. VIII-7 *a*. — Mise en place par Icos d'un ferraillage préfabriqué de 23 m de long pesant 25 t, à l'un des angles de la paroi moulée ceinturant le World Trade Center à New York.



rester profondément enfoncé dans le béton de sorte qu'il n'y ait pas d'inclusion de boue à l'intérieur du mur (étranglement). D'autre part, c'est le premier béton coulé qui reste en permanence en contact avec la boue. Ce béton se retrouve à la partie supérieure où il peut être recépé sur une faible hauteur car il est souvent contaminé par la terre environnante.

Ce bétonnage exige un béton très fluide et de prise lente. Avec des bétons dosés à 350 ou 400 kg de ciment, ce résultat est obtenu en augmentant la proportion d'eau par des adjuvants (plastifiants et retardateurs). La durée de prise peut atteindre 10 heures pour les grandes parois profondes.

Les résultats d'essais sur le béton des parois sont en général excellents, car les conditions de vieillissement à l'abri du sol et dans l'eau sont très favorables.

Lorsqu'il s'agit de réaliser des murs définitifs, la mise en place des armatures se fait directement dans la tranchée en plongeant celles-ci dans la boue. Les armatures sont disposées en cages préfabriquées dont les dimensions dépendent à la fois des dimensions de la tranchée et des possibilités matérielles de transport et de manutention. La maille ne devra pas être trop serrée afin de ne pas gêner la progression du béton qui monte à travers les armatures. Moyennant cette condition, l'adhérence des aciers enrobés de béton sous la boue n'est pas altérée comme l'ont montré des essais réalisés aussi bien en laboratoire que sur le chantier (Fig. VIII-7 *a* et 7 *b*).

Ces armatures, doivent tenir compte, non seulement des efforts qu'aura à subir l'ouvrage terminé, mais surtout des efforts que la paroi supportera pendant l'exécution du chantier. Ces efforts sont souvent les plus importants. En effet, lorsque l'ouvrage est terminé une paroi peut fréquemment être considérée, non seulement comme encastrée à sa base, mais également appuyée sur un,

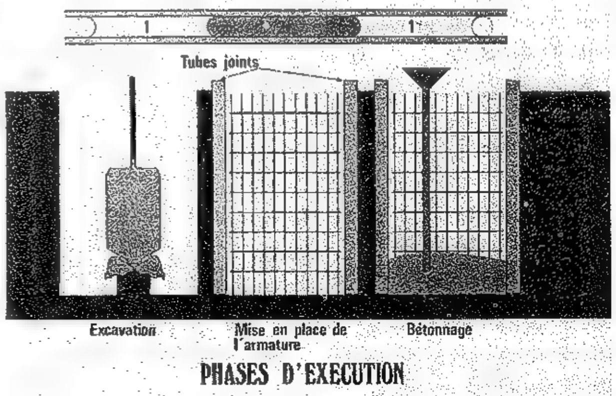



FIG. VIII-7 *b*.

deux ou trois autres côtés ; alors que pendant les travaux, elle est souvent dans une situation plus défavorable.

Sur ces armatures principales, en général en acier à haute adhérence, on peut ajouter des aciers doux supplémentaires qui seront par la suite dégagés et dépliés de façon à réaliser les coutures avec la superstructure qui vient prendre place derrière la paroi moulée (radiers, planchers intermédiaires, poutres, etc.). Les aciers en attente sont souvent remplacés par des barres scellées.

### 8.1.4 Contrôle de la boue.

La qualité de la boue est une des conditions fondamentales d'une exécution correcte de la tranchée. Aussi doit-on mesurer sur le chantier, à intervalles réguliers, les caractéristiques suivantes : viscosité, teneur en eau libre, teneur en sable, pH, densité.

La viscosité se mesure à l'aide de l'entonnoir de Marsh, il faut la vérifier une fois par jour au moins. On chronomètre le temps d'écoulement d'un litre de liquide. La viscosité est considérée comme normale lorsque ce temps est compris entre 32 et 35 s pour la boue neuve, 37 et 42 s pour de la boue sortant de la fouille. La viscosité doit surtout être mesurée en fond de fouille, car cette mesure permet notamment de déceler d'éventuels dépôts de sable ou de limon.

La teneur en eau libre doit être vérifiée une ou deux fois par semaine. L'eau libre est séparée de la boue dans un filtre-presse, l'eau recueillie correspond à l'eau libre, elle ne peut dépasser 15 à 20 $cm^3/l$ ; en récupérant le filtre de l'appareil on peut juger de la qualité (résistance, souplesse) et de l'épaisseur du « cake » (cf. § 8.2.2).

La teneur en sable doit être mesurée avant bétonnage une fois par jour au moins. Les sables sédimentent facilement et peuvent se mélanger au béton lors du coulage. Leur présence provoque l'usure des pompes et autres appareillages mécaniques, elle rend le « cake » cassant et perméable et provoque des dépôts importants au fond de la fouille. On s'efforce par désablage de maintenir le pourcentage de sable dans la boue inférieur à 5 % ; cette valeur concerne la boue du fond de fouille.

Le pH de la boue doit être mesuré une fois par jour au moins. Le pH de la boue doit être maintenu, à tout moment, entre 5 et 12. En dehors de ces limites, la boue flocule, ses qualités thixotropes disparaissent et la fouille risque de s'effondrer. Le pH est surtout influencé par la présence de ciment dans la boue, accessoirement par la nature du terrain. Pour la boue neuve, il varie entre 8,5 (bentonite américaine) et 10 (bentonite italienne). Le pH se mesure soit à l'aide d'un pH-mètre, soit à l'aide d'un papier indicateur spécial, utilisable malgré la coloration provoquée par la boue elle-même. On peut lutter contre la contamination chimique de la boue par l'emploi d'additifs (tanin, phosphates ou, plus simplement, si l'on désire seulement agir sur le pH, le bicarbonate de soude).

La mesure de la densité est facultative. Cet essai ne fait que recouper les



renseignements donnés par les essais précédents. La boue neuve a normalement une densité de 1,04 à 1,06 ; ces valeurs peuvent exceptionnellement être augmentées dans le cas de traversée de très mauvais terrains comme les vases. Au cours du travail, la densité normale ne devrait pas dépasser 1,1 à 1,2. La densité se mesure en pesant un volume connu de boue. L'appareil généralement employé est la balance à boue Baroïd ou un hydromètre.

Les limites ci-dessus doivent être précisées pour chaque chantier pour tenir compte de leurs conditions particulières. Lorsque les caractéristiques de la boue sortent des limites fixées, il convient de lui substituer une boue neuve ou régénérée. Pour réaliser correctement cette opération, le prélèvement doit se faire au fond de l'excavation, soit par une colonne d'aspiration, soit par une pompe immergée.

### 8.1.5 Pertes de boue.

Ce phénomène peut se produire à grande échelle en terrain sec, près des cours d'eau ou des nappes actives, dans les terrains ouverts comme les galets crus ou les remblais. S'il n'y a pas autocolmatage, le panneau peut s'ébouler sur une grande hauteur, avec pour conséquences la surconsommation de béton, les repiquages, le remblaiement, l'ouverture des joints entre panneaux et l'arrêt du chantier.

Il convient donc de déceler le risque de pertes, et de prévoir des mesures adaptées aux aléas probables : stock de colmatant, préinjection, vibroflottation.

### 8.1.6 Parois particulières.

#### Parois préfabriquées.

A côté des parois moulées classiques, d'autres techniques, de même inspiration, se sont développées, et tout d'abord celle des parois préfabriquées.

Le bétonnage d'une paroi classique est, en effet, une opération délicate qui peut présenter des malfaçons, de plus les joints posent des problèmes difficiles. On a donc imaginé de préfabriquer les panneaux avant de les mettre en place dans la fouille, la sécurité est ainsi considérablement améliorée.

Ce procédé bénéficie de nombreux avantages, meilleure utilisation du béton armé, et donc gain de place puisque les parois peuvent être moins épaisses, précision de la réalisation et excellent aspect de la paroi terminée.

Le terrassement est conduit comme pour une paroi moulée. Les panneaux préfabriqués sont ensuite mis en place. Intervient enfin ce qui fait l'originalité du procédé, mais aussi sa difficulté : le scellement de l'élément préfabriqué dans le sol.

La boue bentonitique qui remplit la tranchée est alors remplacée par un coulis de ciment qui assure le scellement ; liquide au départ, ce coulis se rigidifie ensuite pour présenter une résistance analogue à celle du terrain et permet ainsi le transfert des efforts entre le sol et la paroi.

La substitution du coulis à la boue bentonitique ne peut se faire convenablement que dans la mesure où les deux liquides ont des densités assez différentes, ce qui impose que la boue bentonitique ne soit pas trop chargée en sable. Cette technique nécessite bien sûr une réalisation panneau par panneau. Il faut attendre qu'un panneau ait fait prise avant de passer au suivant, sinon un mélange des deux liquides serait à craindre. Une mise en place en continu est donc impossible. Pour éviter cette difficulté, on a mis au point un mélange spécial (le coulis breveté Panosol) qui peut jouer à la fois le rôle de la boue et celui du coulis. Ce mélange boue-ciment ou coulis auto-durcissant doit respecter certaines spécifications de durcissement en fonction du temps que l'on obtient grâce à divers additifs.

En général, les parois moulées jouent un rôle d'étanchéité ou de soutènement provisoire. La technique des parois préfabriquées permet ainsi de réaliser des ouvrages porteurs définitifs, la régularité des qualités du béton armé de la paroi le permet.

Une utilisation particulièrement intéressante des parois préfabriquées est celle des tranchées couvertes, pour des aménagements routiers ou des métros par exemple. On réalise depuis la surface les deux murs latéraux, on coule la dalle de couverture, le reste du travail s'exécute ensuite en souterrain. La figure VIII-8 donne un exemple de cette technique utilisée par Soletanche pour le raccordement ferré de l'aéroport Charles de Gaulle au nord de Paris.

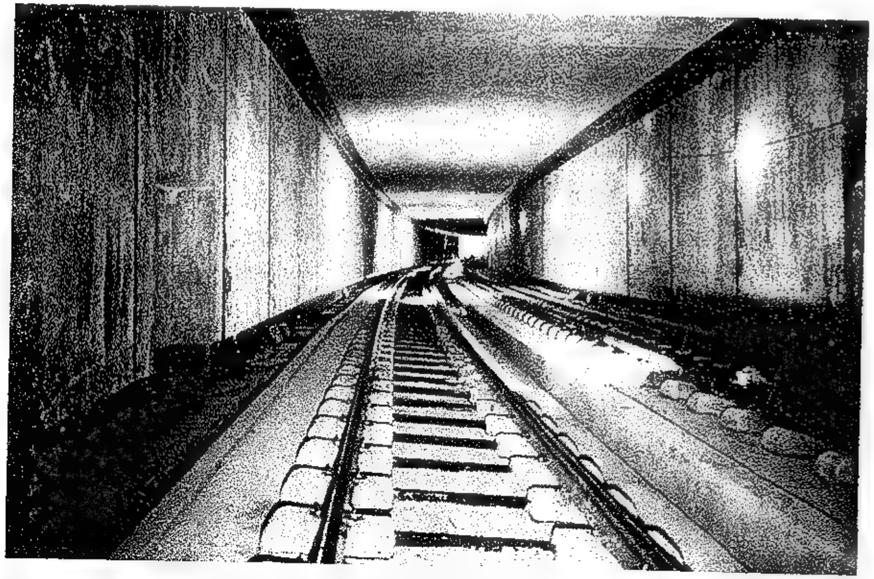


FIG. VIII-8. — Paroi préfabriquée définitive constituant les pieds droits du souterrain de la ligne S.N.C.F. Gare du Nord-Roissy en France (Photo Soletanche).



**Parois d'étanchéité.**

Dans ce type de parois, on ne demande plus à l'ouvrage d'encaisser des efforts importants, seul l'effet d'écran est recherché. Il est donc possible de faire des économies par rapport à la méthode classique.

Le procédé le plus rustique consiste à garnir la tranchée pleine de boue bentonitique avec les matériaux mêmes extraits du sol. La paroi ainsi constituée n'a aucune résistance mécanique et il est bien difficile de garantir l'absence de poches de boue. Aussi faut-il, à titre de sécurité, accepter d'importantes surlargeurs.

On peut aussi remplir la tranchée avec un béton plastique et étanche. Le béton comporte moins de ciment qu'un béton ordinaire, mais il doit être capable d'encaisser des déformations importantes, de plusieurs centimètres au moins sinon de décimètres. Les parois de ce type ont généralement une soixantaine de centimètres d'épaisseur.

Le coulis autodurcissable dont on a parlé à propos des parois préfabriquées peut également être utilisé dans ce cas. Cette nouvelle technique est d'ailleurs en train de détrôner le béton plastique. On peut travailler en continu sans aucune difficulté. Le coulis se répand d'ailleurs souvent dans le terrain environnant lorsque celui-ci est très perméable (graviers du Rhône par exemple) et on réalise, ainsi, une véritable injection du sol. Les parois exécutées de cette manière sont d'excellente qualité.

La dernière technique est celle de la paroi mince, de quelques centimètres à un décimètre. Le terrassement, ou pour mieux dire la saignée, est obtenu par mise en place dans le terrain d'un profilé métallique (par exemple, un IPN à ailes larges), un coulis d'étanchéité est injecté pendant le battage du profilé et bien entendu pendant son extraction. Le terrain en place est simplement refoulé au cours de ces opérations, de ce fait la résistance au fonçage peut être grande, la profondeur de l'écran est donc limitée. On ne peut dépasser 20 à 25 m avec les plus gros outillages.

Toutes ces techniques sont particulièrement intéressantes lorsqu'il s'agit de chantiers très importants pour lesquels la surface des parois d'étanchéité est considérable. Les aménagements hydroélectriques sur le Rhin (grand canal d'Alsace) et sur le Rhône en sont des exemples frappants. Dans l'aménagement de Saint-Vallier réalisé en 1969, la Compagnie Nationale du Rhône a eu recours aux trois techniques du béton plastique, du coulis autodurcissant et de la paroi mince. Un autre exemple remarquable est celui de l'écluse maritime du Havre avec une paroi de 2 000 m de long et d'une surface de 74 000 m$^2$. Mais ce n'est pas le seul domaine d'utilisation des parois d'étanchéité. On citera aussi le cas des noyaux d'étanchéité des barrages en terre, ainsi que celui de la réparation des digues ou de la protection des nappes contre les pollutions (remontée d'eau salée, hydrocarbures, déchets).

**Parois composites.**

On a décrit dans les alinéas précédents plusieurs types de parois, dont certains

étaient particulièrement adaptés à une fonction donnée. L'idée est venue tout naturellement de combiner ces diverses méthodes pour obtenir des parois assumant plusieurs fonctions : portance, étanchéité, soutènement.

Sans vouloir rentrer dans des détails qui relèvent d'un traité de procédés généraux de construction, on évoquera la paroi moulée préfabriquée. La paroi préfabriquée assure le soutènement en partie haute, tandis qu'une paroi moulée classique transfère les efforts jusqu'au substratum. On notera aussi la paroi composite moulée étanchéité. La paroi moulée en partie haute est prolongée en partie basse par un écran d'étanchéité plus économique. Ce dernier type de paroi composite a été utilisé à Lyon pour la ceinture d'une fouille dans le quartier d'affaires de la Part-Dieu. De la même manière, on peut combiner paroi préfabriquée et écran d'étanchéité. On commence par exécuter la paroi d'étanchéité, puis on reprend la partie haute pour réaliser la paroi préfabriquée. Cette solution est souvent associée à la réalisation de puits filtrants et de radiers drainants qui assurent un rabattement permanent de la nappe au-dessous du dernier des sous-sols de la construction envisagée. On supprime ainsi sous-pression et chape d'étanchéité, sans pour autant être conduit à des débits importants de pompage.

## 8.2 THIXOTROPIE DE LA BOUE A LA BENTONITE.

### 8.2.1 Rhéologie.

La rhéologie est la science de l'écoulement et de la déformation de la matière. C'est seulement en 1928, que le professeur Bingham a proposé de créer une nouvelle branche de la mécanique sous le nom de rhéologie pour « combler le hiatus existant entre l'hydrodynamique et l'élasticité classiques ». La rhéologie regroupe donc, sous un éclairage nouveau, l'élasticité, la résistance des matériaux, la plasticité, l'hydraulique, la viscosité, etc.

Après avoir raisonné sur le corps élastique idéal, le liquide idéal, le corps plastique idéal, les mécaniciens se sont aperçus, que les corps naturels ne se prêtent pas tous aussi bien à cette idéalisation et que certains s'en écartent même beaucoup. Pour de nombreux corps, les propriétés idéales ne sont d'ailleurs voisines de la réalité, que dans un certain domaine (par exemple, l'acier au-dessous de sa limite d'élasticité). Pour d'autres, il est impossible d'assimiler leur comportement à celui d'un matériau idéal, ces corps ne sont ni des solides, ni des liquides et c'est à eux que la rhéologie s'applique principalement.

C'est pourquoi on peut dire avec L'Hermite, que cette science est celle des « corps lourds » à mi-chemin du solide euclidien, ou à la rigueur élastique, et du liquide de Pascal, ou à la rigueur visqueux. Le développement prodigieux de la chimie depuis 1920 a montré que les théories de l'élasticité et de la viscosité étaient trop élémentaires et a mis en évidence une des propriétés les plus marquantes de ces nouvelles substances : la plasticité. Sous l'impulsion de



Bingham, les physicochimistes ont mis au point la théorie de l'écoulement plastique. Les métallurgistes reconnurent alors de plus en plus l'importance de la déformation plastique des métaux et commencèrent à parler du « fluage » ou écoulement lent des métaux. On retrouve d'ailleurs ce même phénomène en béton armé ou précontraint.

Dans de nombreux domaines scientifiques le chercheur est donc appelé à utiliser la rhéologie, que ce soit pour déterminer la structure du verre et des hauts polymères, pour expliquer l'écoulement du sang ou de la sève ou pour comprendre les plissements montagneux aux époques géologiques et les glissements à long terme des talus d'argile. La rhéologie permet d'expliquer de nombreux phénomènes de la mécanique des sols et de la mécanique des roches.

La figure VIII-9 représente les courbes d'écoulement de différents corps. S'il s'agit d'un fluide « newtonien », l'eau par exemple, l'augmentation de la vitesse s'accompagne d'un accroissement proportionnel de la perte de charge (droite *OA* passant par l'origine, dont la pente dépend de la viscosité du fluide) ; au-delà de la vitesse critique, qui est fonction du nombre de Reynolds, l'écoulement devient turbulent et la perte de charge augmente plus vite que la vitesse.

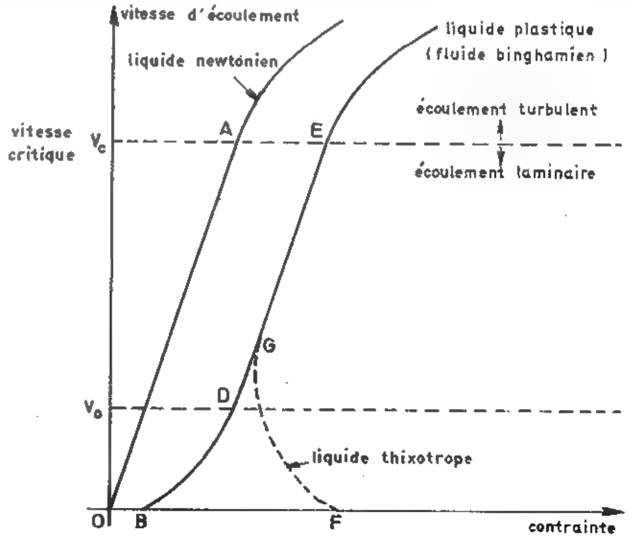



FIG. VIII-9. — Courbes d'écoulement.

Si l'on tente une expérience semblable avec une boue bentonitique qui vient d'être agitée, un tout autre diagramme est obtenu (courbe *OBDE*). De *O* à *B* la valeur de la pression est incapable de mettre la boue en mouvement. A partir

de $B$ une mise en vitesse fort lente commence : le fluide se déplace comme un bouchon solide. Des ruptures de cisaillement apparaissent à une certaine distance de la paroi. Puis le cisaillement se propage graduellement vers l'axe du conduit où les vitesses relatives augmentent. A partir de $D$ les variations de pression sont proportionnelles aux variations de vitesse. Au-delà de $E$ l'écoulement devient turbulent comme précédemment. Ce fluide est dit « binghamien » ou « plastique ». La pente de la droite $DE$ est dite « viscosité plastique ». La pente de la droite qui joint un point figuratif quelconque à l'origine est dite « viscosité apparente ».

La viscosité d'un fluide ordinaire est donc constante alors que la viscosité apparente des fluides plastiques est variable en fonction de la vitesse, en écoulement laminaire.

### 8.2.2 Boue à la bentonite.

Lorsque la boue bentonitique est au repos depuis un certain temps, elle présente un aspect de gel et requiert un gradient de pression élevé (point $F$) pour être mise en mouvement. Une fois le gel cisaillé, l'effort nécessaire pour entretenir le mouvement décroît (arc $FG$) et la boue devient semblable à un fluide binghamien. Un fluide thixotrope diffère donc des liquides newtoniens puisque sa viscosité n'est pas constante, mais aussi des liquides de Bingham car il présente une forte inertie aux faibles vitesses lorsqu'un gel a pu se former. Ce phénomène est indéfiniment réversible, c'est-à-dire qu'une boue laissée au repos après agitation présente à nouveau les caractères d'un gel, tant qu'elle n'a pas été polluée par des impuretés provenant soit du sol environnant, soit du béton.

Par ailleurs, la bentonite possède un grand pouvoir gonflant (de l'ordre de 10 à 15 fois son volume, exceptionnellement 25 à 30 fois) lié à la capacité d'hydratation par rétention d'eau libre entre les particules d'une part et par adsorption à la surface des feuillets, d'autre part.

Des recherches récentes ont conduit à une meilleure connaissance de la microstructure des coulis. On a pu établir une corrélation très intéressante entre la géométrie de cette microstructure et les caractéristiques de la boue (résistance à la compression, perméabilité, déformabilité). On a pu aussi mettre au point des matériaux qui possèdent des propriétés nouvelles, en particulier des coulis plus résistants aux eaux agressives, doués de propriétés mécaniques et hydrauliques améliorées, et fixant mieux les cations dangereux pour l'environnement (cations lourds et ions radio-actifs).

Dans une tranchée réalisée sous la boue, il faut noter les deux phénomènes suivants :

— La boue pénètre dans le terrain en cheminant entre les grains, imprègne les abords de la tranchée sur une épaisseur directement liée à la perméabilité du sol, puis la vitesse de cheminement diminue, la viscosité augmente, et la boue devient gel. Une certaine épaisseur de terrain entourant la tranchée voit donc ses caractéristiques modifiées et en particulier sa cohésion augmentée.



— L'eau libre se dissipe à travers le sol, et les bords de la paroi se couvrent d'une couche de bentonite concentrée appelée « cake ». Des expériences faites à l'Institut polytechnique de Milan prouvent que la formation de ce cake est directement liée au phénomène de polarisation spontanée qui naît entre les deux milieux, sable saturé d'une part et boue bentonitique d'autre part, séparés par le cake. Ce cake dont l'épaisseur peut varier de quelques millimètres à quelques centimètres est parfaitement imperméable. Il s'oppose donc aux pertes de boue.

Il faut signaler à ce sujet enfin, que la perte brutale de la boue de forage dans une cavité accidentelle rencontrée au cours du forage, constitue un grave danger pour la stabilité de la tranchée.

## 8.3 STABILITÉ D'UNE TRANCHÉE REMPLIE DE BOUE A LA BENTONITE.

### 8.3.1 Particularités du problème, coin de Nash et Jones.

On ne sait pas à l'heure actuelle expliquer de façon satisfaisante la tenue de certaines tranchées profondes remplies de boue à la bentonite et on n'a pas encore élucidé le rôle exact que jouent les phénomènes physicochimiques liés à la présence de la boue thixotrope et à la formation du cake. On essaiera dans ce qui suit d'examiner l'effet de la densité de la boue sur la tenue de la tranchée compte tenu des hypothèses que l'on peut formuler sur le comportement purement mécanique du terrain.

La figure VIII-10 représente une tranchée. On connaît en fonction de la profondeur $z$ la distribution des contraintes dues à la boue $\sigma_b$ ainsi que la pression hydrostatique de l'eau $u$. Si la tranchée est en équilibre on doit avoir à chaque profondeur :

$$\sigma' = \sigma_b - u$$

où $\sigma'$ représente la contrainte effective régnant dans le terrain.

Le problème à résoudre est le suivant :
On applique à une paroi $AB$ une répartition connue $(\sigma_b - u)$ de contraintes effectives, le massif est-il en équilibre ?

Ce problème a une grande analogie avec celui de la détermination du talus d'une digue (cf. chapitre XI).

Nash et Jones proposent une méthode simple pour le résoudre : ils supposent qu'au moment de l'éboulement de la tranchée, la partie du massif qui s'écroule a la forme d'un coin triangulaire $ACD$ (Fig. VIII-10) dont la face inclinée $DC$ fait un angle $\alpha$ avec l'horizontale.

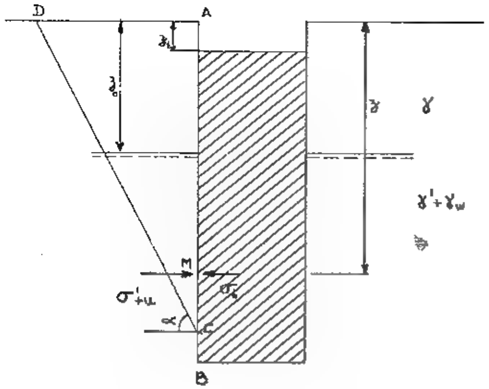



FIG. VIII-10. — La tranchée ; le coin de Nash et Jones.

Sur la partie $AC$ de la paroi règne une force connue, fonction de la densité de la boue (c'est la résultante des forces élémentaires dues à la boue et à l'eau), ainsi que la poussée des terres $P'$ qui l'équilibre. La force $P'$ ne peut dépasser une certaine valeur maximale qu'on détermine en faisant varier $\alpha$ (dans l'hypothèse où le coin de Nash et Jones s'écroule vers la tranchée). Ce maximum n'est d'ailleurs rien d'autre que la poussée des terres calculée par la méthode de Coulomb.

Par conséquent, si l'éboulement se produit à la profondeur du point $C$ considéré, c'est que la densité de la boue a une valeur inférieure ou égale à celle qui assure un strict équilibre entre la poussée des terres classique $P'$ et la résultante des efforts de l'eau et de la boue. La mise en équation de cette méthode est évidente. On cherchera ensuite la valeur minimale que doit avoir la densité de la boue pour que l'éboulement ne se produise à aucune profondeur.

Cette méthode suscite plusieurs sortes de critiques. D'abord il est certain que le tracé linéaire retenu pour la ligne de glissement s'écarte assez des formes que l'on s'attend à constater dans une rupture de ce genre qui n'a rien à voir avec la rupture d'un massif derrière un mur de soutènement. Un arc de cercle issu de $C$ et coupant le terre-plein à angle droit paraîtrait plus plausible. La forme triangulaire du coin conduit d'ailleurs à trouver pour $P'$ la valeur de la poussée des terres classique, mais ce résultat n'est pas choquant, car on peut bien admettre que $P'$ ait cette valeur sans que pour autant, le coin $ACD$ soit en équilibre plastique (ce qui n'est pas possible puisque la distribution imposée des contraintes $\sigma'$ sur $AC$ ne correspond pas à la répartition de la poussée des terres dans un équilibre limite). Vraisemblablement la ligne d'action de $P'$ doit dans le cas présent être plus près de la surface qu'elle ne l'est dans l'équilibre limite de poussée. Mais comme on ne s'est pas préoccupé, dans le calcul de l'équilibre, de l'équation des moments (ce qui est une insuffisance) ce relè-



vement n'est pas pris en compte. Ce phénomène est tout à fait comparable à celui qu'on rencontre dans l'étude de la poussée des terres derrière un écran tenu en tête.

Mais la méthode de Nash et Jones présente deux imperfections majeures. Tout d'abord, elle ne permet pas d'expliquer la tenue de certaines tranchées profondes qui d'après ce calcul ne pourraient être stables. La Russo, en 1963 par exemple, a appliqué le calcul de Nash et Jones, lors de la construction d'un barrage à Wanapun ; les densités de boue calculées étaient bien supérieures à celles qui étaient observées dans le sol et qui, cependant, ne donnaient lieu à aucun désordre.

D'autre part, la théorie ne tient pas compte d'un phénomène expérimental indéniable : *pour une profondeur donnée, on accroît la stabilité de la tranchée en raccourcissant la longueur du panneau que l'on excave.* Or, à un aucun moment, dans la théorie de Nash et Jones, la longueur de la tranchée ne joue un rôle et pourtant il semble que ce soit là un des principaux facteurs de la stabilité des tranchées profondes.

Les autres auteurs qui ont abordé le problème de la tenue des tranchées remplies de boue ne se sont pas préoccupés du fait que la distribution des contraintes $\sigma'$ est imposée sur la paroi et ils ont admis que cette dernière est stable si, à toute profondeur, on a

$$\sigma' \leqslant \sigma_b - u \, .$$

Dans cette formule $\sigma'$ est une donnée qu'on calcule soit par la méthode classique, soit par une autre méthode, mais en tout cas, sans référence aucune à l'équilibre entre la boue, l'eau et les terres sur toute la hauteur de la paroi. Cette façon de procéder, est assez intuitive, mais sa justification théorique mériterait d'être précisée. On étudiera d'abord l'application des calculs classiques d'équilibre limite de poussée, puis on introduira deux théories qui tentent d'expliquer l'influence de la longueur de la tranchée par l'apparition d'effets de voûte.

### 8.3.2 Utilisation de l'équilibre limite de poussée.

On calculera la répartition de $\sigma'$ le long de la paroi $AB$ en supposant que le massif est en équilibre de Rankine (les contraintes sur la paroi verticale sont obligatoirement horizontales). Dans cette hypothèse, la contrainte en $M$ à une profondeur $z$ sous le niveau du sol (Fig. VIII-10) est égale à :

$$\sigma' = K_a \gamma'(z - z_0) + K_a \gamma z_0$$

et lorsque $z \geqslant z_0$ la condition d'équilibre évoquée plus haut s'écrit :

$$K_a \gamma'(z - z_0) + K_a \gamma z_0 \leqslant \gamma_b(z - z_1) - \gamma_w(z - z_0)$$

(dans cette formule $\gamma_b$ représente le poids volumique de la boue).

En ordonnant en $z$, on trouve :

$$z(K_a\,\gamma' + \gamma_w - \gamma_b) \leqslant \gamma_w\, z_0 - \gamma_b\, z_1 - K_a(\gamma - \gamma')\, z_0\,.$$

Dans la plupart des cas, le coefficient de $z$ est un nombre positif, en effet la densité déjaugée est de l'ordre de 1, le coefficient de poussée de Rankine est au moins égal à 0,25 tandis que la densité de la boue varie entre 1,05 pour une boue fraîche et 1,20 pour une boue plus ou moins chargée d'impuretés.

La formule ci-dessus s'écrit donc :

$$z \leqslant z_c = \frac{[\gamma_w - K_a(\gamma - \gamma')]\, z_0 - \gamma_b\, z_1}{K_a\,\gamma' + \gamma_w - \gamma_b}\,.$$

On met ainsi en évidence une *profondeur critique* $z_c$ en dessous de laquelle, on ne pourrait théoriquement approfondir la tranchée. La figure VIII-11 représente le diagramme des contraintes correspondantes. (On voit d'ailleurs que la stabilité de la tranchée n'est même pas assurée de la surface libre jusqu'à une certaine profondeur $z_c'$ ; on négligera cette circonstance accessoire.)

Une application numérique va donner un ordre de grandeur de cette profondeur critique. On supposera que la boue affleure le niveau du sol ($z_1 = 0$), que la nappe phréatique est à 2 m sous la surface du sol ($z_0 = 2$ m), que le terrain sableux a un frottement interne de 30°, une densité humide de 1,8 au-dessus de la nappe et une densité déjaugée de 1,1 et enfin que la densité de la boue est de 1,1. La formule ci-dessus montre alors que la profondeur critique est de 5,90 m.

Or l'expérience des chantiers est radicalement en contradiction avec ces

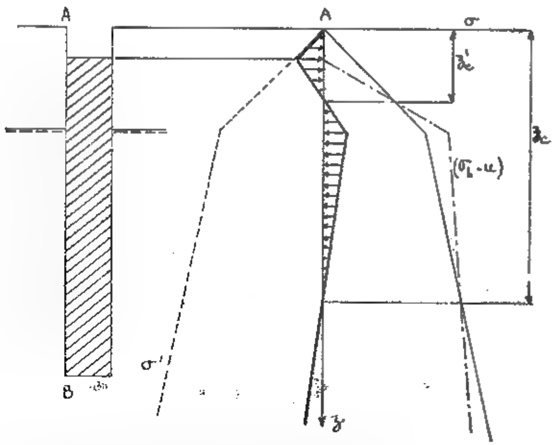



FIG. VIII-11. — Diagramme des contraintes sur la paroi *AB*
—·—·— pression hydrostatique de la boue déduction faite de celle de l'eau ($\sigma_b - \sigma_w$)
- - - - - - contraintes effectives dans le sol $\sigma'$
-·-·-·— pression résiduelle.



conclusions. Des tranchées beaucoup plus profondes sont stables même dans des matériaux présentant un angle de frottement inférieur à 30°. Il apparaît de plus, que l'augmentation de profondeur n'accroît pas l'instabilité comme le calcul paraît l'indiquer.

L'utilisation des formules de l'équilibre limite de poussée ne peut donc rendre compte correctement du phénomène et il faut chercher ailleurs l'explication de la stabilité due à la présence de la boue de forage.

La profondeur critique $z_c$ dépend :

— de deux paramètres géométriques : la profondeur $z_0$ de la nappe phréatique, et celle $z_1$ du niveau de la boue,

— de trois paramètres mécaniques concernant le terrain lui-même : ses poids volumiques sec et déjaugé et l'angle de frottement interne $\varphi$ (par le biais du coefficient de poussée $K_a$),

— et enfin d'un dernier paramètre mécanique, le poids volumique de la boue de forage $\gamma_b$.

La profondeur critique théorique croît linéairement avec la profondeur $z_0$ de la nappe phréatique, elle décroît de la même manière avec la profondeur $z_1$ de la boue. Par ailleurs, c'est une fonction croissante de la densité de la boue $\left(\text{dès que le rapport } \dfrac{z_0}{z_1} \text{ est assez grand}\right)$ et du coefficient de poussée $K_a$. Aussi pour remédier à l'insuffisance des calculs précédents, différents spécialistes préconisent-ils :

— d'adopter une densité supérieure à 1,20 pour la boue de forage, par suite d'un alourdissement de celle-ci lorsqu'elle se trouve dans la tranchée ;
— de diminuer le coefficient de poussée $K_a$, en considérant que des effets de voûte prennent naissance ;
— de faire intervenir dans le bilan des contraintes, une pression supplémentaire pour rendre compte des phénomènes d'électro-osmose qui se développent dans les argiles ;
— d'admettre que le terrain en place est doué d'une certaine cohésion due à l'injection de boue.

Dans les deux paragraphes suivants, on va montrer comment on peut tenir compte de l'effet de voûte.

### 8.3.3 Effet de voûte, théorie de Schneebeli.

Comme on l'a signalé à propos de l'étude du coin de Nash et Jones, tous les praticiens ont reconnu que lorsqu'ils avaient affaire à un sol de caractéristiques défavorables, on pouvait diminuer l'intensité de la poussée des terres, en réduisant la longueur des tranchées. C'est à G. Schneebeli que revient le mérite

d'avoir, le premier, tenté d'expliquer d'une façon rationnelle ce phénomène en invoquant l'effet de voûte et en proposant un mode de calcul de la poussée, inspiré de la théorie des silos.

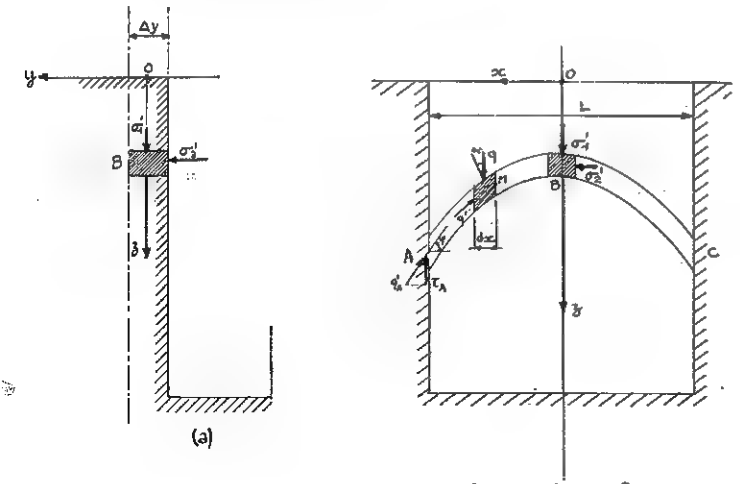
Schneebeli considère la tranche verticale de terrain, d'épaisseur $\Delta y$ (Fig. VIII-12 *a*) qui constitue une des parois longitudinales de la tranchée. Il suppose que dans le plan $xOz$ se forment des arcs, tels que $ABC$ (Fig. VIII-12 *b*). Ces arcs, d'une portée $L$, s'appuient aux deux extrémités du panneau, sur le terrain en place ; ils reportent, en partie, leur poids sur les « culées » $A$ et $C$, et soulagent ainsi les arcs inférieurs. De ce fait, la poussée des terres $\sigma'_3$ dans le plan de symétrie $yOz$ du panneau (qui est sans doute le plus sollicité) a une intensité inférieure à la valeur classique de la poussée des terres.

On va développer le calcul pour le cas des milieux pulvérulents. De façon précise, l'arc $ABC$ est choisi de telle manière qu'en chaque point $M$ de cet arc, la contrainte $q$ qui agit sur la facette tangente à l'arc soit verticale ; dans ces conditions, la contrainte $q'$, qui agit sur la facette verticale est parallèle à la tangente à l'arc (la démonstration est rigoureusement la même que celle qu'on a faite au chapitre V, à propos de l'équilibre de Rankine pour les contraintes $e$ et $e'$).

Si l'on appelle $\alpha$ l'angle que fait l'arc avec l'horizontale en $M$, on voit que la charge élémentaire sur un élément d'arc, de longueur $ds$, est une force verticale d'intensité :

$$q\,ds = \frac{q}{\cos\alpha}\,dx\,.$$

A titre d'hypothèse simplificatrice, Schneebeli admet que la quantité $\dfrac{q}{\cos\alpha}$ est une constante pour un arc $ABC$ donné.




(b) coupe dans le plan $xOz$

FIG. VIII-12. — Théorie de Schneebeli.



En $B$, au sommet de l'arc $\dfrac{q}{\cos\alpha} = \sigma'_1$, c'est la contrainte principale majeure.

L'arc $ABC$ dans son ensemble est soumis à cinq forces verticales : son poids $\gamma L\,dz$, les deux réactions sur les culées $A$ et $C$, qui sont égales à $\tau_A\,dz$, les résultantes des forces élémentaires $q\,ds$, sur chacune des deux faces de l'arc, soit, pour la face supérieure :

$$\int_{ABC} q\,ds = \int_{-L/2}^{L/2}\left(\frac{q}{\cos\alpha}\right)dx = L\left(\frac{q}{\cos\alpha}\right)$$

donc, pour la différence entre les deux faces

$$L\frac{d}{dz}\left(\frac{q}{\cos\alpha}\right)dz\,.$$

Puisque l'arc est en équilibre on a :

$$L\frac{d}{dz}\left(\frac{q}{\cos\alpha}\right)dz + 2\,\tau_A\,dz - \gamma L\,dz = 0.$$

On va exprimer les deux variables $\dfrac{q}{\cos\alpha}$ et $\tau_A$ en fonction de $\sigma'_1$.

On sait déjà que

$$\frac{q}{\cos\alpha} = \sigma'_1\,.$$

Sur la culée $A$, la contrainte $q'_A$ d'obliquité $\varphi$ et de composante tangentielle $\tau_A$ est une contrainte critique. Puisque $q_A$ a la même obliquité, c'est aussi une contrainte critique, donc $q_A = q'_A$. On a, par conséquent :

$$\tau_A = q'_A \sin\varphi = q_A \sin\varphi = \frac{q}{\cos\alpha}\cdot\sin\varphi\cos\varphi = \sigma'_1 \sin\varphi\cos\varphi$$

puisque

$$\frac{q_A}{\cos\varphi} = \frac{q}{\cos\alpha} = \sigma'_1\,.$$

Finalement, après simplification par $L\,dz$, on obtient l'équation différentielle :

$$\frac{d\sigma'_1}{dz} + \frac{\sin 2\varphi}{L}\sigma'_1 - \gamma = 0\,.$$

La solution générale de cette équation linéaire du premier ordre est de la forme :

$$\sigma'_1 = \frac{\gamma L}{\sin 2\varphi}\left(1 - a\,e^{-\sin 2\varphi\frac{z}{L}}\right)$$

où $a$ est une constante indéterminée. Mais pour $z = 0$, on doit avoir $\sigma'_1 = 0$ puisqu'il n'y a pas de surcharge sur le bord de la tranchée, par suite $a = 1$.

On peut calculer, maintenant, la poussée des terres en $B$ ; on admet qu'il s'agit, comme dans l'équilibre de Rankine, de la contrainte principale mineure $\sigma'_3$.

Comme $\sigma'_3 = \sigma'_1 \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$, pour un milieu pulvérulent, il vient :

$$\boxed{\sigma'_3 = \gamma L \frac{\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\sin 2\varphi}\left(1 - e^{-\sin 2\varphi \frac{z}{L}}\right)}.$$

Dans tout ce calcul, on a supposé que le poids volumique $\gamma$ du sol était constant, ce qui veut dire implicitement que la nappe phréatique règne jusqu'en haut de la tranchée ; cette hypothèse simplificatrice est suffisamment proche de la réalité pour que le résultat, ci-dessus, conserve toute sa valeur.

La formule de Schneebeli met en évidence une nouvelle variable dans le calcul des parois moulées : le rapport de la profondeur $z$ à la longueur $L$ du panneau, ce qui correspond bien aux constatations expérimentales faites sur le chantier.

La figure VIII-13 montre comment varie la poussée des terres, en fonction de la profondeur, on notera l'existence d'une *pression limite* :

$$\gamma L \frac{\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\sin 2\varphi}$$

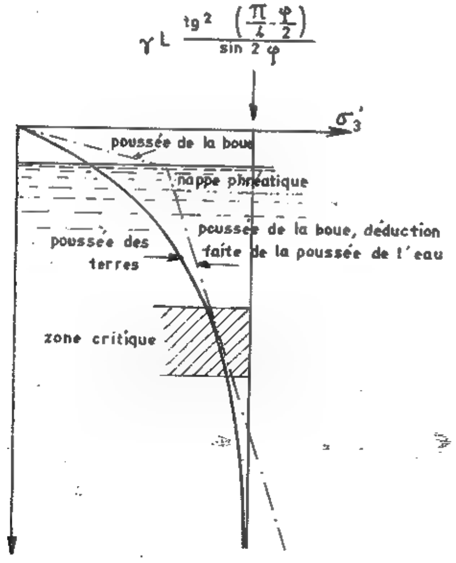



FIG. VIII-13. — Diagramme des contraintes dans la théorie de Schneebeli.



qui est donc d'autant plus petite que les panneaux ont une longueur $L$ plus faible. Cette pression limite est, d'ailleurs, atteinte assez rapidement ; avec un angle $\varphi$ de 35°, la poussée des terres à la profondeur $z$, telle que $\frac{z}{L} = 2$, ne diffère que de 15 % environ, de la poussée limite ; pour $\frac{z}{L} = 3$ l'écart n'est plus que de 6 %.

On a représenté également sur la figure VIII-13, la pression qui permet d'équilibrer la poussée des terres : au-dessus de la nappe phréatique la poussée de la boue, au-dessous de cette nappe, la poussée de la boue diminuée de la poussée antagoniste de l'eau. En comparant les deux diagrammes, on fait une constatation très intéressante : la marge de sécurité décroît régulièrement avec la profondeur jusqu'à une zone critique ; dès que cette zone est franchie, la marge de sécurité augmente et on peut continuer d'approfondir la fouille sans risque.

La théorie de Schneebeli a permis d'expliquer très correctement la tenue des parois moulées du chantier de la chute de Gerstheim sur le Rhin, tout en adoptant, pour le calcul, la densité réelle de la boue en place.

Mais les hypothèses faites pour établir la théorie comportent certaines simplifications arbitraires. Il convient donc de se montrer prudent dans l'utilisation des formules de Schneebeli, en attendant que l'expérience les ait confirmées ou infirmées. Il n'en reste pas moins que cette théorie éclaire le problème de la stabilité des parois moulées d'un jour nouveau et met en lumière des phénomènes importants, comme le rôle joué par le rapport $\frac{h}{L}$, ou l'existence d'une zone critique de sécurité.

### 8.3.4 Coin de Kowalewski.

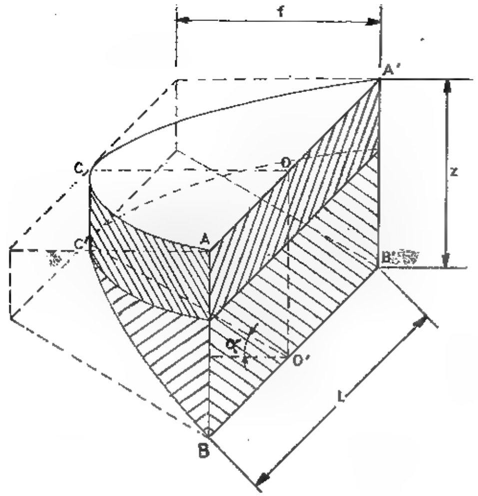
**Forme du coin.**

En 1964, Kowalewski a présenté une nouvelle théorie pour expliquer la tenue des tranchées. Pour lui, l'existence de l'effet de voûte au sein du massif conduit, lors d'un éboulement de la tranchée, à des formes de rupture assez différentes de celles du traditionnel coin de Coulomb.

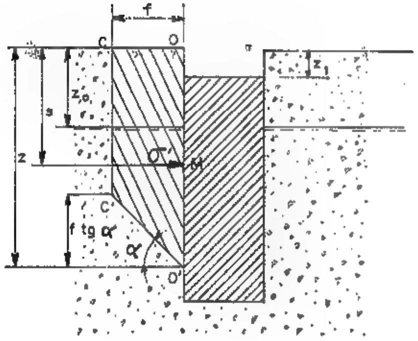
La figure VIII-14 précise l'allure de la masse de terre qui est sujette au glissement. Elle est limitée par la paroi $ABB'A'$ de la tranchée, puis par un cylindre parabolique à génératrices verticales s'appuyant sur la parabole $ACA'$, enfin par un plan faisant un angle $\alpha$ avec l'horizontale et passant par la droite $BB'$ située à une profondeur $z$ sous le niveau du sol. La forme générale de ce coin de glissement est donc une représentation simple, mais assez fidèle, des figures de rupture que l'on observe dans la pratique.

La géométrie du coin de Kowalewski dépend de quatre paramètres :

— sa longueur $L$,
— sa hauteur $z$,




a




b

FIG. VIII-14. — Coin de Kowalewski.

— son épaisseur maximale $f$,
— l'angle $\alpha$ que fait sa base avec l'horizontale.

Du point de vue mécanique quatre paramètres supplémentaires sont nécessaires :

— la profondeur $z_0$ de la nappe phréatique,
— le poids volumique $\gamma$ du terrain situé au-dessus de cette nappe,
— le poids volumique déjaugé $\gamma'$ du terrain situé sous cette nappe,
— l'angle de frottement interne du sol $\varphi$ (ici encore, on se limitera au cas des milieux pulvérulents).



La plupart de ces paramètres sont des données du problème, soit au sens strict du terme (le niveau de la nappe et les caractéristiques mécaniques du terrain), soit parce que le projeteur a fait un choix (la longueur de la fouille $L$ et la profondeur $z$ à laquelle on étudie le phénomène).

Par contre, deux quantités restent indéterminées, l'épaisseur maximale $f$ du coin et l'angle $\alpha$ que fait la base du coin avec l'horizontale. Kowalewski, guidé par des considérations théoriques sur l'équilibre de la parabole $ACA'$, choisit pour $f$, la valeur :

$$f = \frac{L}{2}\cot\varphi\,.$$

Pour déterminer $\alpha$ Kowalewski reprend le raisonnement de Coulomb. Il calcule la poussée $P'$ que le coin exerce sur la tranchée, pour une valeur donnée de $\alpha$ et cherche ensuite, pour quelle valeur de $\alpha$ l'intensité de $P'$ est maximale. C'est cette valeur de $\alpha$ qu'il adopte en définitive.

Avant d'aborder le calcul proprement dit de l'équilibre du coin de Kowalewski, on signalera que le schéma représenté sur la figure VIII-14 $b$ n'est que l'un des cas de figures possibles.

La figure VIII-15 montre les différentes hypothèses à retenir en fonction de la position du pied du coin par rapport au niveau de la nappe. Dans ce qui suit, on raisonnera uniquement sur le cas ($e$), mais il ne faudra pas oublier que pour établir ses résultats, Kowalewski a dû traiter tous les cas de figures.

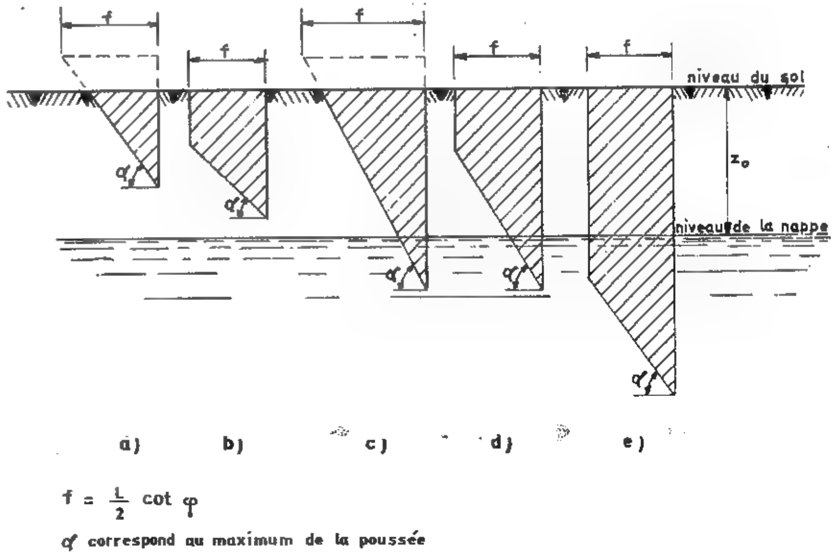



FIG. VIII-15. — Cas de figures possibles.

**Equilibre du coin.**

Les résultantes des différents groupes de forces qui agissent sur le coin sont représentées sur la figure VIII-16, qui est une coupe par le plan $OCC'O'$ ; par raison de symétrie, en effet, la résultante de chaque groupe de forces est contenue dans ce plan. On n'a pas fait figurer les forces hydrostatiques car elles s'équilibrent entre elles et n'interviennent pas dans le calcul de la stabilité du milieu solide ; ce sont donc des forces « effectives » (avec le sens que prend cet adjectif dans l'expression contraintes effectives) que l'on a prises en compte.

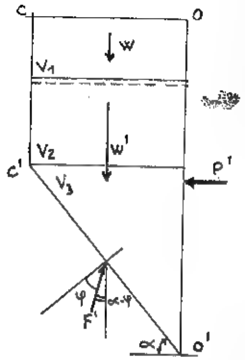



FIG. VIII-16. — Equilibre du coin de Kowalewski.

$W$ est le poids de la partie du coin située au-dessus de la nappe phréatique.

$W'$ est le poids déjaugé de la partie immergée.

$P'$ est la poussée exercée par le coin sur la tranchée (déduction faite de la pression hydrostatique).

$F'$ est la résultante des efforts de frottement sur le plan de glissement $O'$ $C'$, cette force a donc une obliquité $\varphi$.

La question se pose de savoir si des forces agissent sur la surface latérale verticale du cylindre parabolique qui limite le coin. Kowalewski répond par la négative. On peut admettre en effet, que dès le début du glissement, il n'y a plus de contact le long de cette surface, entre le coin et le reste du terrain (cette hypothèse constitue néanmoins une simplification assez radicale).

La condition d'équilibre du coin est simple puisque seules trois forces sont en présence $W + W'$, $P'$ et $F'$. On écrira que la résultante du poids du coin $W + W'$ et de la poussée $P'$ a même obliquité, par rapport à la verticale, que la force de frottement $F'$, à savoir $(\alpha - \varphi)$.

On a donc :

$$P' = (W + W') \tan(\alpha - \varphi).$$

La poussée $P'$ est ainsi déterminée sans difficulté. Pour avoir la poussée totale qui s'exerce sur la tranchée, il convient d'ajouter à $P'$ la résultante des forces hydrostatiques sur la hauteur $(z - z_0)$.

On va expliciter maintenant, $W$ et $W'$ en fonction des dimensions du coin. On indiquera d'abord, que la surface de l'aire parabolique $OACA'$ est égale à $\frac{2}{3} fL$. Sur la figure VIII-16 on a divisé le volume total du coin en trois volumes partiels $V_1$, $V_2$ et $V_3$ et par suite :

$$W = \gamma V_1$$

$$W' = \gamma'(V_2 + V_3)$$



avec

$$V_1 = \frac{2}{3} f L z_0$$

$$V_2 = \frac{2}{3} f L (z - z_0 - f \operatorname{tg} \alpha)$$

$$V_3 = \frac{2}{5} f^2 L \operatorname{tg} \alpha .$$

Finalement, on peut écrire :

$$W + W' = \frac{2}{3} fL \left[ \gamma z_0 + \gamma'\left(z - z_0 - \frac{2}{5} f \operatorname{tg} \alpha\right) \right]$$

et donc en introduisant

$$f = \frac{L}{2 \operatorname{tg} \varphi}$$

$$\boxed{P' = \frac{L^3}{3} \cdot \frac{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{\operatorname{tg} \varphi} \left[ \gamma \frac{z_0}{L} + \gamma' \left( \frac{z}{L} - \frac{z_0}{L} - \frac{1}{5} \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \right]}$$

Il convient maintenant de chercher pour quelle valeur de $\alpha$, cette expression de $P'$ est maximale. On va donc écrire que $\frac{dP'}{d\alpha} = 0$, $z$ restant constant.

$$\frac{3 \operatorname{tg} \varphi}{L^3} \cdot \frac{dP'}{d\alpha} =$$

$$= \left[ \gamma \frac{z_0}{L} + \gamma' \left( \frac{z}{L} - \frac{z_0}{L} - \frac{1}{5} \frac{\operatorname{tg} \alpha}{\operatorname{tg} \varphi} \right) \right] \times \frac{1}{\cos^2(\alpha - \varphi)} - \gamma' \frac{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{5 \operatorname{tg} \varphi \cos^2 \alpha} = 0 .$$

En posant :

$$t_0 = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{z_0}{L}$$

et

$$t = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{z}{L}$$

l'équation ci-dessus devient après réduction :

$$5 \frac{\gamma}{\gamma'} t_0 + 5(t - t_0) - 1 = \frac{\sin 2(\alpha - \varphi)}{\sin 2\alpha} .$$

Cette équation définit $\alpha$ de manière implicite puisque $t$ et $t_0$ dépendent de $\alpha$. Pour la résoudre commodément par approximations successives, Kowalewski opère les dernières transformations suivantes :

$$A = 5\frac{\gamma}{\gamma'}t_0 + 5(t - t_0) - 1 \qquad (1)$$

et

$$\alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2}.$$

L'équation qui définit $\alpha$ s'écrit donc :

$$A = \frac{\sin 2(\alpha - \varphi)}{\sin 2\alpha} = \cos 2\varphi + \sin 2\varphi \operatorname{tg}\theta$$

soit

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{A - 1}{\sin 2\varphi} + \operatorname{tg}\varphi. \qquad (2)$$

La marche à suivre est alors la suivante : on choisit une première valeur de $\alpha$ et on calcule successivement $t$, $t_0$ et $A$ (équation 1). L'équation (2) donne $\theta$ et par suite, une nouvelle valeur de $\alpha$. La convergence est assez rapide.

A partir de maintenant, on admettra que la valeur de $\alpha$ qui figure dans l'expression de $P'$ est celle qui correspond à la valeur réelle de la poussée (c'est-à-dire à la plus forte des valeurs possibles lorsque $\alpha$ varie). Comme le montrent les calculs qu'on vient de faire, cette valeur de $\alpha$ est une fonction de $\frac{z}{L}$ ainsi que de $\frac{z_0}{L}$, $\varphi$ et $\frac{\gamma'}{\gamma}$.

**Coefficient de poussée de Kowalewski.**

Pour apprécier la stabilité de la tranchée à la profondeur $z$, deux méthodes, maintenant, sont possibles. On peut d'abord, reprendre le raisonnement de Nash et Jones et étudier les forces qui agissent sur la partie $OO'$ de la paroi de la tranchée; on détermine alors la densité de la boue qui assure l'équilibre, en écrivant :

$$\gamma_b \frac{(z - z_1)^2}{2} = P'[z, \alpha(z)] + \gamma_w \frac{(z - z_0)^2}{2}.$$

Ce n'est pas la solution adoptée par Kowalewski qui préfère vérifier à toute profondeur, l'inéquation :

$$\gamma_b(z - z_1) \geqslant \sigma'(z) + \gamma_w(z - z_0).$$



Cette manière de procéder l'oblige à calculer la distribution $\sigma'(z)$ des contraintes à partir de l'expression de $P'$.

On admettra que la répartition des contraintes sur la verticale $OO'$ est identique à la moyenne des répartitions régnant sur chacune des verticales de la face $AA'\,B'\,B$. On a alors

$$\frac{P'}{L} = \int_0^z \sigma'(s)\,\mathrm{d}s.$$

Pour calculer $\sigma'(z)$, on dérivera l'expression ci-dessus, par rapport à $z$, on obtient :

$$\frac{1}{L}\cdot\frac{\mathrm{d}P'}{\mathrm{d}z} = \sigma'(z).$$

De l'expression de $P'$ considérée comme une fonction de deux variables $z$ et $\alpha$, on tire

$$\frac{\mathrm{d}P'}{\mathrm{d}z} = \frac{\partial P'}{\partial z} + \frac{\partial P'}{\partial \alpha}\frac{\mathrm{d}\alpha}{\mathrm{d}z}.$$

Mais comme $\alpha$ a été choisi précisément de manière à annuler $\frac{\partial P'}{\partial \alpha}$, il reste :

$$\sigma'(z) = \frac{1}{L}\cdot\frac{\mathrm{d}P'}{\mathrm{d}z} = \frac{1}{L}\cdot\frac{\partial P'}{\partial z} = \gamma'\frac{L}{3}\cdot\frac{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{\operatorname{tg}\varphi}$$

formule dans laquelle $\alpha$ doit prendre la valeur qui a été déterminée plus haut.

Kowalewski et Piaskowski ont calculé de nombreuses valeurs numériques de cette pression $\sigma'(z)$ correspondant à des valeurs très variées des différents paramètres. Pour faciliter la présentation de leurs résultats, ces auteurs écrivent $\sigma'(z)$ sous la forme :

$$\sigma'(z) = K'_a\left[1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right)k\right]\gamma z$$

avec $k = 0$ lorsque $z \leqslant z_0$

et $\quad k = 1 - \frac{z_0}{z}$ lorsque $z \geqslant z_0$

c'est-à-dire, en explicitant $k$

$$\sigma'(z) = K'_a\gamma z \quad \text{lorsque} \quad z \leqslant z_0$$

et

$$\sigma'(z) = K'_a[\gamma z_0 + \gamma'(z - z_0)] \quad \text{lorsque} \quad z \geqslant z_0.$$

On constate immédiatement qu'on retrouve la distribution de l'équilibre de poussée de Rankine lorsque $K'_a = K_a = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ et qu'on pourra utiliser $K'_a$ comme un véritable coefficient de poussée, en première approximation tout au moins, dans le cas plus complexe d'un milieu stratifié.

L'expression littérale de $K'_a$ se déduit sans peine des deux expressions de $\sigma'(z)$ données plus haut :

$$\sigma'(z) = \gamma'_0 \cdot \frac{L}{3} \cdot \frac{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{\operatorname{tg}\varphi} = K'_a\left[1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right)k\right]\gamma z$$

soit

$$K'_a = \frac{1}{3} \cdot \frac{L}{z} \cdot \frac{\operatorname{tg}(\alpha - \varphi)}{\operatorname{tg}\varphi} \cdot \frac{\frac{\gamma'}{\gamma}}{1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right)k} .$$

Par conséquent, comme l'angle $\alpha$, le coefficient de poussée $K'_a$ doit dépendre des quatre paramètres $\frac{z}{L}$, $\varphi$, $\frac{\gamma'}{\gamma}$ et $\frac{z}{z_0}$.

La formule trouvée ci-dessus n'est valable que dans des conditions de figure bien déterminées :

$$\frac{z}{L} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\operatorname{tg}\alpha}{\operatorname{tg}\varphi} \geqslant \frac{z_0}{L} \geqslant 0 .$$

L'étude des autres cas s'effectue de la même manière et on aboutit à des conclusions identiques à propos des paramètres qui commandent la variation de $K'_a$.

Les calculs de Kowalewski et Piaskowski ont montré que le coefficient $K'_a$ dépendait fort peu des deux derniers paramètres cités $\frac{\gamma'}{\gamma}$ et $\frac{z}{z_0}$, cela tient à ce que l'essentiel de l'influence de ces paramètres est bien représenté par le facteur $\left[1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right)k\right]$. Dans ces conditions, on peut adopter une valeur moyenne de $K'_a$ et ne pas tenir compte des paramètres en question.

Le coefficient de poussée $K'_a$ ne va donc dépendre que de $\frac{z}{L}$ et $\varphi$.

Finalement, Kowalewski et Piaskowski ont calculé le rapport $\dfrac{K'_a}{\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$ pour comparer leur propre coefficient à celui de Rankine et ils ont présenté leurs résultats sous la forme d'un abaque (Fig. VIII-17) qui donne pour différentes valeurs de $\varphi$ la variation de $\dfrac{K'_a}{\operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$ en fonction de $\frac{z}{L}$.



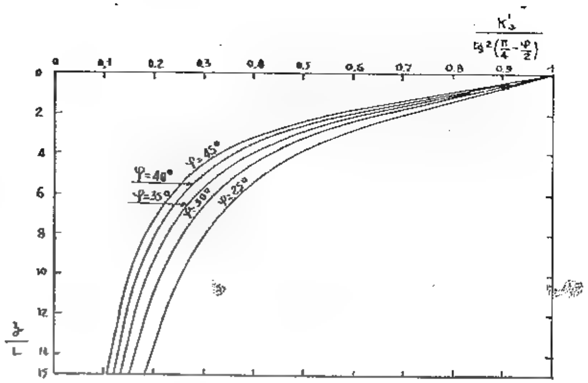



FIG. VIII-17. — Coefficient de poussée $K'_a$ de Kowalewski et Piaskowski rapporté au coefficient de Rankine.

Le tableau I de son côté, précise les valeurs numériques de $K'_a$.

**TABLEAU I**

Coefficient de poussée $K'_a$ de Kowalewski et Piaskowski

| $\frac{z}{L}$ \ $\varphi$ | 25° | 30° | 35° | 40° |
|---|---|---|---|---|
| 0 | 0,406 | 0,333 | 0,271 | 0,218 |
| 0,5 | 0,375 | 0,307 | 0,246 | 0,196 |
| 1 | 0,346 | 0,277 | 0,221 | 0,173 |
| 2 | 0,286 | 0,221 | 0,170 | 0,129 |
| 4 | 0,201 | 0,145 | 0,107 | 0,079 |
| 6 | 0,152 | 0,108 | 0,077 | 0,055 |
| 8 | 0,124 | 0,087 | — | — |

Comme dans la théorie de Schneebeli (cf. § 8.3.3), on voit que le coefficient $K'_a$ décroît assez rapidement avec la profondeur relative $\frac{z}{L}$, c'est ce qui permet d'expliquer la tenue des tranchées profondes.

On peut noter aussi que, même pour les faibles valeurs de $\frac{z}{L}$, l'influence du schéma retenu pour décrire la rupture n'est pas négligeable ; pour $z = \frac{L}{4}$ et $z = \frac{L}{2}$, les coefficients $K'_a$ sont inférieurs respectivement de 5 % et 10 %, environ, à ceux de Rankine.

On constate immédiatement qu'on retrouve la distribution de l'équilibre de poussée de Rankine lorsque $K'_a = K_a = \mathrm{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$ et qu'on pourra utiliser $K'_a$ comme un véritable coefficient de poussée, en première approximation tout au moins, dans le cas plus complexe d'un milieu stratifié.

L'expression littérale de $K'_a$ se déduit sans peine des deux expressions de $\sigma'(z)$ données plus haut :

$$\sigma'(z) = \gamma' \cdot \frac{L}{3} \cdot \frac{\mathrm{tg}\,(\alpha - \varphi)}{\mathrm{tg}\,\varphi} = K'_a\left[1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right)k\right]\gamma z$$

soit

$$K'_a = \frac{1}{3} \cdot \frac{L}{z} \cdot \frac{\mathrm{tg}\,(\alpha - \varphi)}{\mathrm{tg}\,\varphi} \cdot \frac{\frac{\gamma'}{\gamma}}{1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right)k}.$$

Par conséquent, comme l'angle $\alpha$, le coefficient de poussée $K'_a$ doit dépendre des quatre paramètres $\frac{z}{L}$, $\varphi$, $\frac{\gamma'}{\gamma}$ et $\frac{z}{z_0}$.

La formule trouvée ci-dessus n'est valable que dans des conditions de figure bien déterminées :

$$\frac{z}{L} - \frac{1}{2} \cdot \frac{\mathrm{tg}\,\alpha}{\mathrm{tg}\,\varphi} \geqslant \frac{z_0}{L} \geqslant 0\,.$$

L'étude des autres cas s'effectue de la même manière et on aboutit à des conclusions identiques à propos des paramètres qui commandent la variation de $K'_a$.

Les calculs de Kowalewski et Piaskowski ont montré que le coefficient $K'_a$ dépendait fort peu des deux derniers paramètres cités $\frac{\gamma'}{\gamma}$ et $\frac{z}{z_0}$, cela tient à ce que l'essentiel de l'influence de ces paramètres est bien représenté par le facteur $\left[1 - \left(1 - \frac{\gamma'}{\gamma}\right)k\right]$. Dans ces conditions, on peut adopter une valeur moyenne de $K'_a$ et ne pas tenir compte des paramètres en question.

Le coefficient de poussée $K'_a$ ne va donc dépendre que de $\frac{z}{L}$ et $\varphi$.

Finalement, Kowalewski et Piaskowski ont calculé le rapport $\dfrac{K'_a}{\mathrm{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$ pour comparer leur propre coefficient à celui de Rankine et ils ont présenté leurs résultats sous la forme d'un abaque (Fig. VIII-17) qui donne pour différentes valeurs de $\varphi$ la variation de $\dfrac{K'_a}{\mathrm{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}$ en fonction de $\frac{z}{L}$.



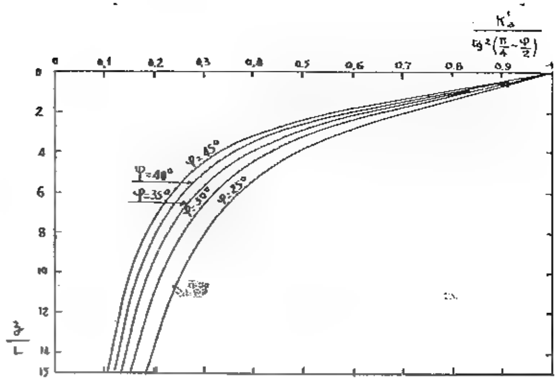



FIG. VIII-17. — Coefficient de poussée $K'_a$ de Kowalewski et Piaskowski rapporté au coefficient de Rankine.

Le tableau I de son côté, précise les valeurs numériques de $K'_a$.

TABLEAU I

Coefficient de poussée $K'_a$ de Kowalewski et Piaskowski

| $\frac{z}{L}$ \ $\varphi$ | 25° | 30° | 35° | 40° |
|---|---|---|---|---|
| 0 ........... | 0,406 | 0,333 | 0,271 | 0,218 |
| 0,5 ........... | 0,375 | 0,307 | 0,246 | 0,196 |
| 1 ........... | 0,346 | 0,277 | 0,221 | 0,173 |
| 2 ........... | 0,286 | 0,221 | 0,170 | 0,129 |
| 4 ........... | 0,201 | 0,145 | 0,107 | 0,079 |
| 6 ........... | 0,152 | 0,108 | 0,077 | 0,055 |
| 8 ........... | 0,124 | 0,087 | — | — |

Comme dans la théorie de Schneebeli (cf. § 8.3.3), on voit que le coefficient $K'_a$ décroît assez rapidement avec la profondeur relative $\frac{z}{L}$, c'est ce qui permet d'expliquer la tenue des tranchées profondes.

On peut noter aussi que, même pour les faibles valeurs de $\frac{z}{L}$, l'influence du schéma retenu pour décrire la rupture n'est pas négligeable ; pour $z = \frac{L}{4}$ et $z = \frac{L}{2}$, les coefficients $K'_a$ sont inférieurs respectivement de 5 % et 10 %, environ, à ceux de Rankine.

**Stabilité de la tranchée.**

Il faut comparer, maintenant, comme on l'a indiqué plus haut, les poussées respectives de la boue, du terrain et de l'eau. La condition d'équilibre s'écrit

$$\gamma_b(z - z_1) \geqslant K'_a \gamma z + \gamma_w(z - z_0)$$

soit

$$K'_a \gamma z \leqslant (\gamma_b - \gamma_w) z + (\gamma_w z_0 - \gamma_b z_1) .$$

Pour apprécier dans quelles conditions cette inéquation est vérifiée, on portera sur un diagramme la variation de chacun des deux membres (Fig. VIII-18). Dans le cas représenté par la courbe en trait plein, la stabilité est toujours assurée ; comme dans la théorie de Schneebeli, on constate l'existence d'une zone critique à une certaine profondeur. On peut aussi chercher quelle est la densité de la boue juste suffisante pour assurer l'équilibre (courbe en traits tiretés sur la figure VIII-18).

Des applications numériques ont été faites pour des cas courants (5 m < $L$ < 20 m), on trouve pour la densité de la boue des valeurs variant de 1,02 à 1,10, ce qui est tout à fait admissible et correspond bien à la réalité.

Piaskowski suggère dans les applications pratiques d'introduire un coefficient de sécurité. A la profondeur critique définie sur la figure VIII-18, on voit que la contrainte $\sigma_b - u$ qui équilibre juste la poussée des terres (trait tireté) a pour valeur :

$$\gamma'_b(z_c - z_1) - \gamma_w(z_c - z_0)$$

tandis que la contrainte correspondant à la boue réellement en place de poids volumique $\gamma_b$ (trait plein) a pour valeur :

$$\gamma_b(z_c - z_1) - \gamma_w(z_c - z_0) .$$

On adoptera tout naturellement comme coefficient de sécurité le rapport :

$$F = \frac{\gamma_b(z_c - z_1) - \gamma_w(z_c - z_0)}{\gamma'_b(z_c - z_1) - \gamma_w(z_c - z_0)}$$

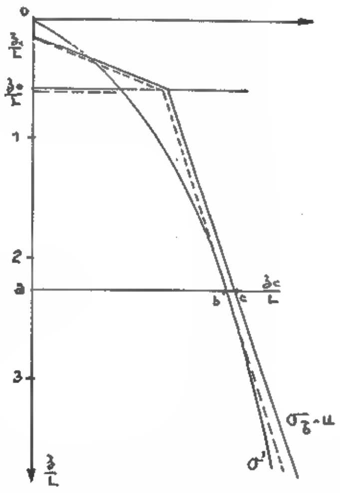



FIG. VIII-18. — Diagramme des contraintes (d'après Kowalewski).

c'est-à-dire le rapport $\frac{ac}{ab}$ (pour faciliter les calculs, on pourra remplacer la profondeur critique de la Fig. VIII-18 par la profondeur critique calculée avec la formule du paragraphe 8.3.2) Piaskowski recommande pour le coefficient de sécurité la valeur minimale 1,1.



Pour terminer, on indiquera que le calcul montre — et l'expérience le confirme — *que c'est la profondeur $z_0$ de la nappe phréatique qui est le facteur essentiel à prendre en compte dans les études de stabilité* beaucoup plus qu'une diminution de l'angle $\varphi$ ou qu'un accroissement de la longueur de la tranchée. La densité de la boue doit être d'autant plus forte que la nappe phréatique est plus près de la surface du sol.

En première approximation, on peut admettre pour des tranchées de dimensions courantes (d'une profondeur $h$, variant de $L$ à 2 $L$ environ) que les risques d'effondrement sont réduits lorsque le rapport $\frac{z_0}{h}$ est supérieur à 0,20 ; par contre lorsque ce rapport descend au-dessous de 0,10, il convient d'être très prudent : la nappe atteint un niveau qui peut compromettre la stabilité (voir l'incident rapporté à l'article suivant).

## 8.4 PATHOLOGIE DES PAROIS MOULÉES.

Les difficultés et incidents rencontrés dans l'exécution des parois moulées dans le sol, deviennent de plus en plus rares à mesure que cette technique se répand. C'est actuellement un procédé sûr, permettant des excavations profondes sous la nappe phréatique. Les désordres observés sont essentiellement, soit l'éboulement du terrain lors de l'excavation, soit un défaut d'étanchéité des joints entre les panneaux.

On a pu, par exemple, observer sur un important chantier d'enceinte provisoire pour un barrage sur le Rhône, des éboulements survenus sur toute la longueur des tranchées. Les panneaux avaient plus de 30 m de long et lors d'une crue exceptionnelle, la nappe phréatique était montée à un niveau supérieur à celui de la boue dans la tranchée. En prévision d'une crue ultérieure, qui s'est manifestée d'ailleurs, on prit la précaution de surélever les murettes-guides, ce qui permit de remonter le niveau de boue ; les éboulements s'en trouvèrent considérablement réduits.

L'obligation d'exécuter la paroi par panneaux bétonnés, entraîne la réalisation, entre chaque panneau, d'un joint. On se contente souvent de la simple adhérence du béton frais sur le béton précédent.

A l'origine du procédé, ces joints donnaient parfois lieu à des malfaçons, soit par l'inexpérience des entreprises, soit parce que des inclusions de bentonite trop polluée se formaient dans le béton. Lors de l'exécution du terrassement, les joints défectueux laissent passer l'eau ainsi que les particules fines, ce qui peut entraîner des tassements dans les constructions voisines. Il semble maintenant que les fuites au droit des joints ne soient plus qu'accidentelles.

Pour remédier à ces défauts dans l'exécution de la paroi les deux sociétés françaises Soletanche et Bachy ont mis au point, depuis 1974, deux systèmes légèrement différents de parois préfabriquées en béton armé qui ont été largement utilisés pour le métro de Lyon. Les éléments préfabriqués sont descendus dans un coulis auto-durcisseur de Bentonite-Ciment qui remplit la tranchée

exécutée comme indiqué en 8.1.2. Outre la qualité d'exécution de la paroi cette méthode permet de réduire les épaisseurs, ce qui est particulièrement intéressant dans les zones urbaines, elle donne un parement intérieur fini supprimant toute nécessité de piquage et de réagréage.

La paroi moulée est devenue un procédé de construction des plus appréciés. On en donnera un exemple : son utilisation par la société Icos, pour les fondations du plus grand immeuble du monde (à l'heure actuelle). Il s'agit du World Trade Center, à la pointe de l'île de Manhattan à New York, qui comportera deux tours de 110 étages plus hautes que l'Empire State Building (cf. Fig. VIII-7 *a*).

## BIBLIOGRAPHIE


BALAY, BONAFOUS, FRANCK, GIGAN et JOSSEAUME. — *Expérimentation de soutènements ancrés par tirants actifs.* X[e] Congrès international de Mécanique des Sols, 1981. Stockholm, Vol. 2, pp. 29-32.

BERTHIER. — *La paroi moulée dans le sol.* Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils de France, nº 9, septembre 1964.

BOYES, R. G. H., *Structural and Cut-Off Diaphram Walls*, Halsted Press, New York, 1975.

CAMBEFORT, H. (1975). — *Parois de soutènement maintenues par une ligne d'ancrages.* Annales de l'I.T.B.T.P., nº 333, novembre 1975, pp. 26-44.

CLOUGH, G. W. (1972). — *Performance of tie-back support systems.* Proceeding of the specially conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, June 72, Purdue University, Lafayette, Id., A.S.C.E., pp. 259-264.

HABIB, P. (Rapporteur Général), (1969). — *Parois moulées dans le sol, les ancrages, notamment en terrain meuble.* VII[e] Congrès International, Sessions Spéciales nºs 14 et 15. Mexico 1969.

HABIB, P., LOUNG, M. P., AUGER, D. et TCHENG, Y. (1978). — *Détermination de la longueur libre optimale d'un tirant d'ancrage soutènement une paroi.* Revue française de Géotechnique, janvier 1978, nº 3, pp. 63-67.

MORGENSTERN, N. R. et TAHMASSEB, A. — *The stability of a slurry trench in cohesionless soils.* Géotechnique, décembre 1965.

NASH, J. et JONES, G. — *The support of trenches using fluid mud.* Proc. Symp. Grouts and drilling muds in engineering practice. Butterworth. Londres, 1963.

PERSOZ, B. — *Introduction à l'étude de la rhéologie.* (Article de A. Mayer consacré à la rhéologie des sols.) Dunod, 1960.

PIASKOWSKI, A. — *Badania nad technologia zawiesin gruntowych i bentonitowych oraz ich zastosowaniem przy glebieniu waskoprzestrzennych nierozpartych wykopow* (influence de la technologie des mélanges de terrain et de bentonite et leur application à l'excavation de tranchées étroites non blindées). Institut technique de la Construction. Varsovie, 1966.

PIASKOWSKI, A. et KOWALEWSKI, Z. — *Application of thixotropic clay suspensions for stability of vertical sides of deep trenches without strutting.* Comptes rendus du 6[e] congrès international. Tomes 2 et 3. Montréal, 1965.

*Recommandations des tirants d'ancrage*, établies par le bureau Securitas, recommandations T.A. 77, Editions Eyrolles, Paris, 1977.

REINER, M. — *Rhéologie théorique*, Dunod, 1955.

*Revue française de Géotechnique*, numéro spécial, *Ancrage dans les sols*, janvier 1978, nº 3.

SANGLERAT, Th. R. A., *Effects of methanol on the permeability of a clay slurry*, M. S. Thesis, Department of Civil Engineering, Northwestern University, Evanston, Illinois, 151 pages, 1983.





SCHNEEBELI, G. — *La stabilité des tranchées profondes forées en présence de boue.* La Houille Blanche, nº 7, 1964.

VEDER. *Procédé de construction de diaphragmes imperméables à grande profondeur au moyen de boues thixotropiques.* Comptes rendus du 3[e] congrès international. Tome 2. Zurich, 1963.

XANTHAKOS, P., *Slurry Walls*, McGraw-Hill Book Company, Incorporated, New York, 1979.


## PROBLÈMES

*** 1. **Paroi moulée encastrée autostable**

Vérifier la stabilité de la paroi moulée autostable représentée sur la figure VIII-19. La fiche prévue est-elle suffisante ?

Pour limiter les déplacements en tête de la paroi, afin d'éviter les désordres dans le bâtiment mitoyen, on s'astreint à ne prendre en compte qu'une butée limitée.

Bien que l'écran soit rugueux, on adopte $\delta = 0$. Cet artifice est équivalent à l'application d'un coefficient minorateur sur la butée qui serait obtenue avec $\delta = -2/3\ \varphi$.

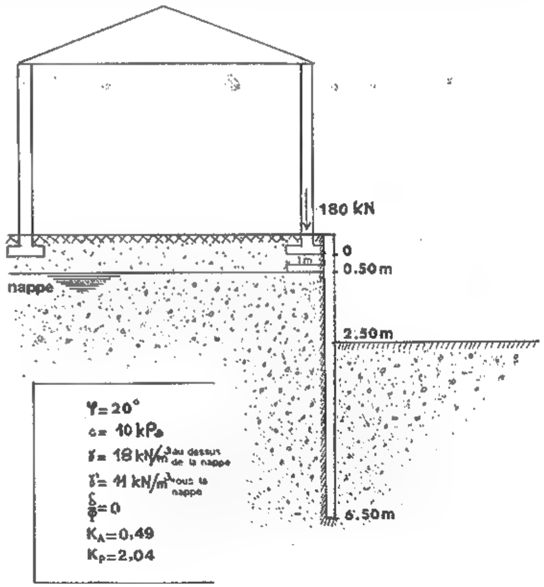



FIG. VIII-19. — Coupe de la paroi et des sols rencontrés avec leurs caractéristiques mécaniques (charge donnée par mètre de largeur de mur).

**Réponse** : Non, la stabilité de la paroi ne peut être assurée par suite d'un défaut de fiche.

*N.B.* : On trouvera dans le chapitre 9 du tome 2 (pages 108 à 112) du Sanglerat-Olivari-Cambou, la solution détaillée du problème ci-dessus, ainsi que des trois autres problèmes présentés concernant le même chapitre.

CHAPITRE IX

# FONDATIONS SUPERFICIELLES

## 9.1 SEMELLES ET RADIERS.

### 9.1.1 Généralités. Fondations superficielles et fondations profondes.

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur et qu'il est facilement accessible (nappe phréatique absente ou rabattue à l'intérieur d'un batardeau par exemple), on établit la fondation directement sur le sol à proximité de la surface. On réalise alors, en général, un empattement ou élargissement de la base des murs ou des piliers. La plupart des ouvrages construits dans l'antiquité ont été fondés sur des massifs avec empattement. Des règles empiriques relatives à leurs dimensions ont été énoncées plusieurs siècles avant notre ère.

Aujourd'hui, on appelle « fondations superficielles », toutes les fondations dont l'encastrement $D$ dans le sol de fondation (Fig. IX-1) n'excède pas quatre ou cinq fois la largeur $B$ (ou le plus petit côté $B$) :

$\frac{D}{B} < 4$ fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers)

$4 \leqslant \frac{D}{B} < 10$ fondations semi-profondes (puits)

$\frac{D}{B} \geqslant 10$ fondations profondes (pieux).

Si les deux premiers types de fondation se calculent d'une manière très semblable, le troisième, par contre, relève de méthodes fort différentes qu'on exposera au cours du chapitre X.

On remarquera que le type de la fondation est déterminé par son allure générale et ses proportions. Au contraire, la différence de niveau entre la surface d'assise et le terrain naturel ne suffit pas à distinguer les fondations superficielles des fondations profondes. Une culée de pont de 5 × 10 m, descendue à 7 m de profondeur par exemple, est une fondation superficielle, tandis que des pieux de 50 cm de diamètre et 6 m de long constituent des fondations profondes.



Parmi les fondations superficielles, on distingue les semelles des radiers. Les semelles sont de dimensions limitées, elles peuvent prendre l'aspect de dalles carrées, rectangulaires ou circulaires, situées sous des poteaux, ce sont les *semelles isolées*. Elles peuvent aussi avoir une grande longueur $L$, si elles supportent un mur ou une paroi, mais leur largeur $B$ reste limitée ; on donne le nom de *semelle filante* à une semelle de largeur $B$ et de longueur infinie.

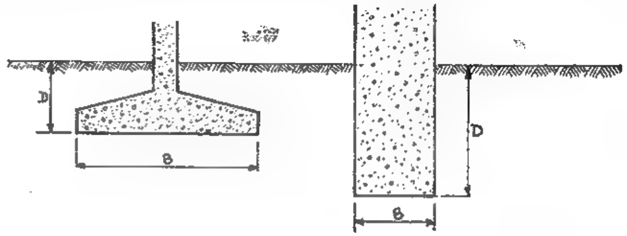



FIG. IX-1 *a*. — Fondations superficielles $\frac{D}{B} < 4$.

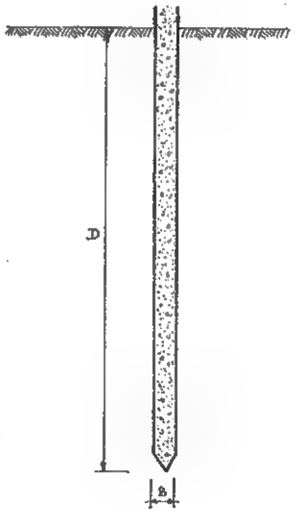



FIG. IX-1 *b*. — Fondations profondes $\frac{D}{B} \geqslant 10$.

Dans la pratique, on peut considérer qu'une semelle rectangulaire est une semelle filante dès que le rapport $\frac{L}{B}$ atteint ou dépasse la valeur 10 ; on peut même s'autoriser en première approximation à traiter comme une semelle filante une semelle rectangulaire dont le rapport de la longueur à la largeur dépasse 5.

Les radiers ont des dimensions notables aussi bien en largeur qu'en longueur. Ce sont des dalles carrées ou rectangulaires de grande surface. Ils s'imposent :

— si la résistance du sol est faible,

— si les ouvrages transmettent des charges importantes conduisant à des semelles dont la surface est voisine de la moitié de celle de la construction ; ils sont, alors, le type de fondation le plus économique, sauf éventuellement pour des charges ponctuelles très élevées et très espacées.

Autrefois, les radiers généraux étaient exécutés en maçonnerie en forme de voûte renversée ou même avec des poutres de chêne. Ils ne sont plus réalisés aujourd'hui qu'en béton armé. L'augmentation du coût de la main-d'œuvre et les moyens de manutention de plus en plus puissants utilisés par les entreprises, conduisent à abandonner par économie les radiers nervurés au profit de dalles pleines très épaisses (de 40 à 80 cm de hauteur pour les bâtiments courants).

### 9.1.2 Projets de fondations.

**Reconnaissance des lieux et du sol.**

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable de posséder des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain de fondation, et ceci à une profondeur suffisante qui dépend des dimensions de l'ensemble du système de fondations projeté.

Dès que la fondation atteint une certaine importance, il est essentiel de procéder à des sondages de reconnaissance soigneusement exécutés par des spécialistes. Des prélèvements d'échantillons ou des essais au pénétromètre (ou avec un appareil donnant des renseignements analogues) doivent obligatoirement faire partie du programme de reconnaissance. On ne saurait trop insister sur ces prescriptions dont la méconnaissance est à l'origine de tant d'incidents graves ou de reprises en sous-œuvre coûteuses (cf. article 12 5).

**Caractéristiques d'un bon projet.**

Un projet de fondation correct doit répondre à trois sortes de préoccupations :

— tout d'abord, la forme et l'emplacement des fondations doivent être choisis de manière à assurer la sécurité de la construction à l'égard des modifications prévisibles de l'état des lieux,

— puis, la fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celui-ci, c'est le problème de la capacité portante,

— enfin le tassement de la fondation doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble et pour empêcher l'apparition de fissures localisées qui rendraient l'ouvrage inutilisable.



Il n'est pas très facile de définir de manière précise ce qu'il convient d'étudier au titre du premier de ces impératifs. On dira quelques mots à ce sujet à la fin du paragraphe.

Le problème de la capacité portante sera traité en détail dans le paragraphe 9.1.3 et dans les articles 9.2 et 9.3.

L'influence des tassements a déjà fait l'objet d'une étude complète dans le chapitre III, on donnera néanmoins dans le paragraphe 9.1.4 des indications complémentaires.

Quelles sont les modifications prévisibles de l'état des lieux qu'il faut avoir présentes à l'esprit lorsqu'on étudie un projet de fondation ? On va donner ci-dessous la liste des causes principales de modification telle que Sowers l'a dressée :

— effet du gel,

— variations saisonnières de volume du sol,

— bâtiments voisins, limites de propriété, fouilles et construction ultérieure de nouveaux immeubles,

— affouillement,

— variations du niveau de la nappe phréatique,

— particularités diverses du sous-sol (présence de caves, sol minier, etc).

*Effet du gel.*

L'action du gel se fait sentir à une profondeur plus ou moins importante suivant les pays et les climats. Il convient de placer les fondations à une profondeur supérieure à celle que le gel peut atteindre : 1,15 m en Belgique, 1,30 m en Allemagne, 3 m en Sibérie. En France, cette profondeur est généralement comprise entre 0,50 m et 1 m selon les régions. En très haute altitude, elle peut dépasser 1,50 m. On a étudié, dans l'article 2.5, la sensibilité des sols à l'action du gel.

*Bâtiments mitoyens.*

Lorsqu'un bâtiment doit être construit à proximité d'un immeuble existant, il est très souvent prévu des semelles excentrées qui augmentent notablement la pression moyenne par suite de la répartition triangulaire des contraintes. Il peut en résulter des tassements non négligeables en terrain compressible. Il est recommandé dans ce cas de déplacer la semelle vers l'intérieur de l'ouvrage à réaliser et de reprendre le mur pignon par des consoles (Fig. IX-2 *a*) avec des longrines de redressement ou des poutres d'équilibre.

Chaque fois que l'on doit exécuter des travaux près d'un mur mitoyen, et surtout lorsqu'on doit descendre plus bas que les fondations de ce dernier, il faut prendre toutes dispositions pour éviter une décompression du terrain qui risquerait d'entraîner des tassements de l'immeuble voisin. Pour diminuer les risques de tassements, il est possible de recourir à deux procédés d'exécution différents :

— la reprise en sous-œuvre classique.

On terrasse par tranches de longueur maximale de 1 à 1,50 m en blindant soigneusement, puis on exécute pour le mur mitoyen des nouvelles fondations descendues jusqu'au niveau le plus bas imposé par la nouvelle construction.

— la paroi moulée.

Ce procédé qui a été étudié dans le chapitre VIII, est d'un prix généralement plus élevé que le précédent, mais il présente beaucoup moins de difficultés et de danger. Il permet de réaliser facilement un écran vertical en béton armé qui empêche la décompression du terrain et constitue un véritable mur de soutènement exécuté à quelques centimètres des fondations du mur mitoyen à protéger.

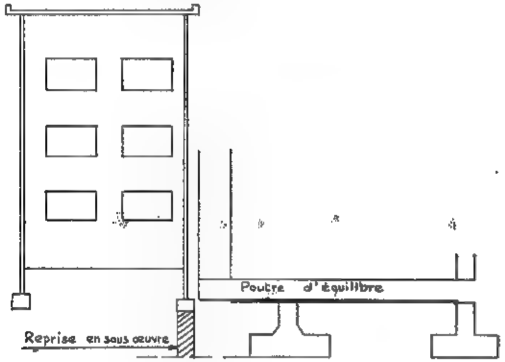



FIG. IX-2 *a*. — Construction en mitoyen.

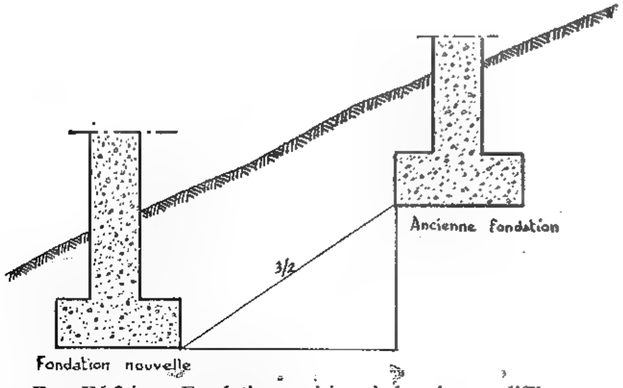



FIG. IX-2 *b*. — Fondations voisines à des niveaux différents.

Lorsque le terrain d'assise peut donner lieu à un glissement d'ensemble (possible par exemple lorsqu'on est à flanc de coteau ou lorsque des fondations doivent être établies à des niveaux différents), les niveaux de fondations succes-



sives décalées doivent être tels que la ligne qui joint les arêtes inférieures des semelles les plus voisines ait une pente maximale de $\frac{3}{2}$, on peut toutefois raidir cette pente à $\frac{1}{1}$ pour les bons sols (Fig. IX-2 *b*). Sinon, des dispositions spéciales devront être prises pour tenir compte des effets du décalage des niveaux.

### 9.1.3 Rupture et capacité portante.

**Courbes de tassement.**

Dès qu'une charge est appliquée sur une certaine surface d'un sol, elle provoque un tassement. On peut étudier l'importance du tassement final constaté en fonction de l'intensité de la charge appliquée. Cette relation peut être représentée par une « courbe de tassement » (Fig. IX-3).

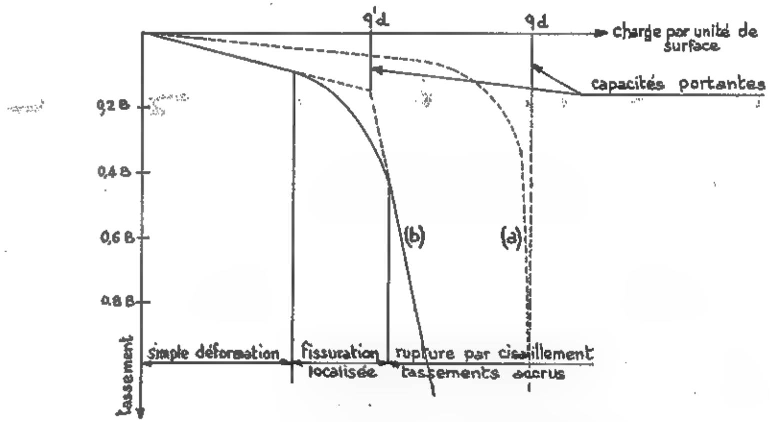



FIG. IX-3. — Courbes de tassement (*B* largeur de la semelle).

Si le sol est relativement compact ou résistant, la courbe a l'allure de la courbe (*a*) de la figure IX-3. L'abscisse $q_d$ de l'asymptote représente sans ambiguïté la pression maximale que le sol peut supporter avant la rupture, c'est ce que l'on appelle la capacité portante. On notera que cette pression $q_d$ est définie par le rapport de la charge qui provoque la rupture à la surface de la fondation, c'est une contrainte moyenne et non une contrainte maximale réelle mesurée sous la fondation.

Par contre, dans les sols peu compacts ou relativement mous, la courbe de tassement a l'allure de la courbe (*b*) de la figure IX-3. La rupture n'est pas très bien définie. La figure montre comment on peut déterminer dans ce cas la capacité portante $q'_d$.

**Rupture par cisaillement localisé ou généralisé pour les semelles filantes superficielles.**

Avant l'application de la charge sur une semelle, le sol de fondation est en état d'équilibre élastique. Lorsque la charge augmente au-delà d'une certaine valeur critique, le sol passe progressivement à l'état d'équilibre plastique. Les études théoriques relatives à l'état d'équilibre plastique sous les semelles filantes conduisent aux conclusions générales suivantes :

Au cours du passage d'un état à l'autre, la répartition des réactions du sol sur la base de la semelle et l'orientation des contraintes principales dans le sol, subissent des variations. La transition s'opère à partir des bords extérieurs de la fondation et s'étend comme il est indiqué sur la figure IX-4 *a* qui s'applique à une semelle continue (ou « filante ») reposant sur un massif homogène de sable.

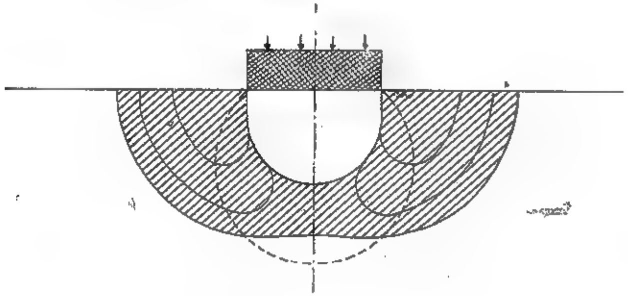


Fig. IX-4 *a*. — Forme des zones plastiques d'après Fröhlich.

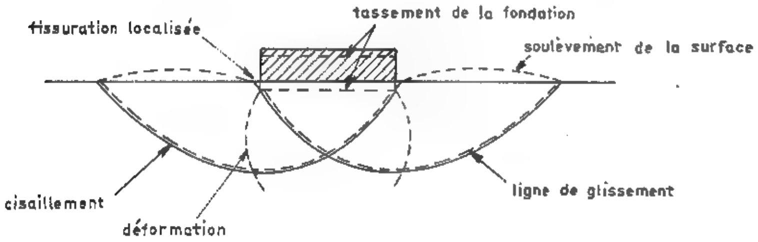



Fig. IX-4 *b*. — Déformation du sol de fondation.

Si les propriétés mécaniques du sol sont telles que la déformation qui précède la rupture par écoulement plastique est très petite, la semelle ne s'enfoncera pas dans le sol avant qu'un état d'équilibre plastique soit atteint. La rupture a lieu par glissement suivant des directions dirigées vers l'extérieur (Fig. IX-4 *b*). Il s'agit d'une rupture généralisée par cisaillement correspondant à la courbe (*a*) de tassement de la figure IX-3.

Si au contraire, les propriétés mécaniques du sol sont telles que l'écoulement plastique fait suite à une déformation importante, l'apparition de la rupture par cisaillement généralisé s'accompagne d'un tassement à évolution rapide.



La relation entre la charge et le tassement est, dans ce cas, donnée par la courbe (*b*) de la figure IX-3. La capacité portante $q_d'$ est atteinte avant même que la rupture soit parvenue jusqu'à la surface, c'est pourquoi ce type de rupture est appelé « rupture locale par cisaillement ». On indiquera à l'article 9.2 comment on peut tenir compte de ce phénomène dans les calculs de capacité portante.

**Ruptures à court terme et à long terme.**

Lorsqu'on charge un sol peu perméable, une pression interstitielle apparaît qui ne se dissipe que lentement (cf. chapitre III). Dans les premiers temps du chargement, la résistance du sol de fondation doit donc être appréciée à l'aide des caractéristiques $\varphi_u$ (qui est fréquemment nul) et $c_u$.

Mais il est possible qu'une fondation calculée dans ces conditions ne soit pas sûre. En effet, à long terme, avec la disparition de la pression interstitielle, la stabilité de l'ensemble dépend des contraintes effectives (caractéristiques $\varphi'$ et $c'$) qui s'identifient alors aux contraintes totales, il faut donc vérifier également la fondation dans cette nouvelle hypothèse.

En pratique, on constate la plupart du temps que la condition la plus sévère concerne la stabilité à court terme. Mais ce n'est pas général et il convient de se méfier particulièrement lorsqu'on se trouve en présence d'argiles surconsolidées, fissurées ou d'argiles très sensibles.

### 9.1.4 Effets des tassements absolus ou différentiels.

On a déjà exposé à l'article 3.6 l'influence des tassements absolus et différentiels sur le comportement des ouvrages. On a donné en particulier une indication succincte sur les tassements différentiels admissibles. On trouvera ci-dessous quelques renseignements complémentaires.

Tout d'abord les tassements ne sont pas dus uniquement à la consolidation primaire ou secondaire. On se contentera à cet égard de donner la liste des autres causes possibles établie par Sowers :

— présence de caves ou de galeries au voisinage de la surface,
— érosion souterraine,
— glissement de terrain,
— effet des vibrations et des chocs, particulièrement dans les sols peu compacts,
— abaissement de la nappe phréatique,
— contraction du sol par dessiccation,
— insuffisance des blindages dans les fouilles,
— gonflement des argiles par humidification,
— action du gel,
— action d'agents chimiques (au voisinage des usines).

Comme on le voit, cette liste est longue et variée. Il convient donc d'être attentif lors de la mise au point des projets.

En ce qui concerne les tassements différentiels, il faut souligner que, même dans les sols réputés homogènes, les tassements réels peuvent s'écarter de 25 à 50 % des tassements calculés. L'hétérogénéité des sols naturels en est la cause.

Le tableau I ci-dessous donne enfin l'ordre de grandeur des tassements admissibles, il résulte de la compilation des travaux de différents auteurs qui ont dépouillé chacun un grand nombre de comptes rendus d'incidents survenus à des constructions de toute nature fondées sur des terrains très variés.

Les valeurs données dans ce tableau concernent les tassements réels, il faudra donc, dans les applications pratiques, tenir compte de la plus ou moins grande hétérogénéité du sol, comme on l'a signalé plus haut.

TABLEAU I

Tassements admissibles
d'après Polshin et Tokas
(communication au quatrième congrès international à Londres).
et Skempton et Mac Donald (1956)

| Type de mouvement | Le tassement doit être limité pour assurer : | Tassement maximal |
|---|---|---|
| Tassement total | le drainage | 15 à 30 cm |
| | la facilité d'accès | 30 à 60 cm |
| | une certaine uniformité du tassement | |
| | — murs en maçonnerie | 2 à 5 cm |
| | — poutraisons | 5 à 10 cm |
| | — silos, cheminées, radiers | 8 à 30 cm |
| Renversement | la stabilité des cheminées et des tours | 0,004 *B* |
| | la circulation des engins | 0,01 *L* |
| | la stabilité des empilages de marchandises | 0,01 *L* |
| | le fonctionnement des machines | |
| | — métiers à tisser | 0,003 *L* |
| | — turbo-générateurs | 0,000 2 *L* |
| | le fonctionnement des grues sur rail | 0,003 *L* |
| | l'écoulement de l'eau dans les étages | 0,01 à 0,02 *L* |
| Tassement | la sécurité à l'égard des fissurations | |
| | — grands murs de briques | 0,000 5 à 0,001 *L* |
| | — poutres en béton armé | 0,002 5 à 0,004 *L* |
| | — voiles en béton armé | 0,003 *L* |
| | — poutres continues en acier | 0,002 *L* |
| | — poutres sur appuis simples en acier | 0,005 *L* |

N. B. : *L* représente la distance entre deux poteaux voisins ou entre deux points soumis au tassement différentiel.



Cette étude des tassements conduira dans un certain nombre de cas à ne pas atteindre les contraintes admissibles déduites de la capacité portante. En effet les tassements résultant du système des forces appliquées doivent être compatibles avec la rigidité de la superstructure. Cette condition est parfois la plus limitative. Très souvent, par exemple, la dissymétrie du chargement a provoqué des renversements de silos fondés sur radiers généraux calculés en supposant que toutes les cellules étaient pleines simultanément, ce qui n'est pas la condition la plus défavorable au point de vue des tassements différentiels (exemple du silo de Winnipeg au Canada et de la figure XII-22).

## 9.2 FACTEURS DE CAPACITÉ PORTANTE.

### 9.2.1 Théorie de la capacité portante.

**Définition de $N_\gamma$, $N_q$ et $N_c$.**

On va commencer par étudier le cas le plus simple, celui d'une semelle filante reposant sur un massif homogène horizontal. On supposera, de plus, que la charge qui agit sur la fondation est verticale, constante, et s'exerce dans l'axe de la semelle. On se trouve donc en présence d'un problème à deux dimensions et on peut légitimement développer les méthodes exposées dans le chapitre V.

La fondation de largeur $B$ est enterrée dans le massif à une profondeur $D$. On exerce sur la fondation une charge verticale croissante jusqu'à une certaine valeur $Q$ pour laquelle l'équilibre plastique apparaît dans le sol de fondation (Fig. IX-5).

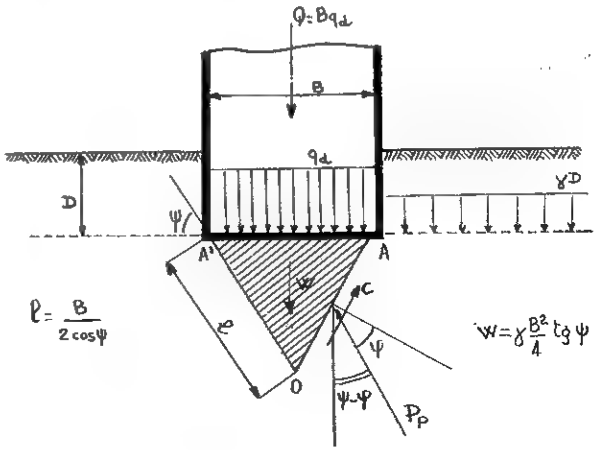



FIG. IX-5. — Equilibre des terres sous la fondation.

On constate alors qu'il s'est formé, directement sous la fondation, un coin triangulaire $AOA'$ en équilibre surabondant, solidaire de la fondation dans sa pénétration au sein du massif. Ce coin refoule les terres de part et d'autre du massif et les parois $OA$ et $OA'$ du coin agissent comme de véritables écrans de butée pour lesquels $\delta = -\varphi$ puisqu'il s'agit du frottement du terrain sur lui-même.

On supposera, en première approximation, que le sol situé au-dessus de l'horizontale $AA'$ de la base de la fondation, n'agit que comme une surcharge verticale constante, d'intensité $\gamma D$. On néglige donc l'effet des contraintes de cisaillement dans le plan $AA'$.

Dans ces conditions, la détermination de la butée sur l'écran $OA$ est aisée, comme on l'a vu dans le chapitre VII. Cette butée peut se décomposer en une force de cohésion $C = cl$ portée par $OA$ et une force de frottement $P_p$ d'obliquité $-\varphi$ et d'intensité :

$$P_p = k_{p\gamma}\,\gamma\frac{l^2}{2} + k_{pq}\,\gamma D l + k_{pc}\,cl$$

où les coefficients de butée $k_{p\gamma}$, $k_{pq}$ et $k_{pc}$ correspondent à un terre-plein horizontal, à un écran faisant un angle $\frac{\pi}{2} - \psi$ avec la verticale, et à une obliquité $\delta = -\varphi$.

On va écrire maintenant l'équilibre du coin $OAA'$. Par raison de symétrie, l'équilibre horizontal est assuré. En projetant sur la verticale, on obtient :

$$Q + W = 2\,P_p\cos(\psi - \varphi) + 2\,C\sin\psi\,.$$

Dans cette formule, $W$ représente le poids du coin et $Q$ la charge de rupture de la fondation. Pour des raisons de commodité, et pour se conformer à l'usage, on introduira la pression moyenne de rupture sous la fondation, la capacité portante $q_d = \frac{Q}{B}$ : il est bien entendu qu'il ne s'agit là que d'une pression moyenne et qu'on ne fait aucune hypothèse sur la répartition des contraintes sous la fondation, on traitera cette question plus loin.

Tous calculs faits, il vient finalement :

$$q_d = \gamma\frac{B}{2}\left[\frac{k_{p\gamma}\cos(\psi-\varphi)}{2\cos^2\psi} - \frac{\operatorname{tg}\psi}{2}\right] + \gamma D\,\frac{k_{pq}\cos(\psi-\varphi)}{\cos\psi} + c\left[\frac{k_{pc}\cos(\psi-\varphi)}{\cos\psi} + \operatorname{tg}\psi\right]$$

soit :

$$\boxed{q_d = \gamma\frac{B}{2}N_\gamma + \gamma D N_q + cN_c}\,.$$



Les trois coefficients $N_\gamma$, $N_q$ et $N_c$ ne dépendent que des angles $\varphi$ et $\psi$. On les appelle les *facteurs de capacité portante.*

Quelle valeur de $\psi$ convient-il de choisir pour déterminer complètement les facteurs de capacité portante ? Le procédé le plus logique consisterait à chercher la variation de $q_d$ en fonction de $\psi$, puis à retenir la valeur critique qui conduit au minimum de la capacité portante. Mais cette méthode présente une difficulté : la valeur critique de $\psi$ dépend certainement de $\varphi$ mais aussi de $\frac{D}{B}$ et $\frac{c}{\gamma B}$, en effet, on peut écrire, en faisant apparaître des quantités sans dimension :

$$\frac{q_d}{\gamma B} = \frac{1}{2}N_\gamma + \frac{D}{B}N_q + \frac{c}{\gamma B}N_c\,.$$

Ce résultat va à l'encontre du but cherché qui est de bien séparer, dans la formule de la capacité portante, l'effet du poids propre, celui de l'encastrement et celui de la cohésion.

TABLEAU II

Valeurs de $N_\gamma$, $N_q$ et $N_c$ d'après Caquot et Kérisel

| | $N_\gamma$ | $N_q$ | $N_c$ |
|---|---|---|---|
| 0° .......... | 0 | 1 | 5,1 |
| 5° .......... | 0,2 | 1,6 | 6,5 |
| 10° .......... | 1,0 | 2,5 | 8,3 |
| 15° .......... | 2,3 | 3,9 | 11,0 |
| 20° .......... | 5,0 | 6,4 | 14,8 |
| 25° .......... | 10,4 | 10,7 | 20,7 |
| 30° .......... | 21,8 | 18,4 | 30,1 |
| 35° .......... | 47,9 | 33,3 | 46,1 |
| 40° .......... | 113 | 64,2 | 75,3 |
| 45° .......... | 299 | 134,9 | 133,9 |

N. B. : Pour les applications pratiques dans le cas où le terrain situé au-dessus de la base de la fondation superficielle a un angle de frottement interne $\varphi$ au moins égal à celui de la couche porteuse, les valeurs de $N_q$ du tableau II pourront être multipliées par le coefficient correcteur donné par le tableau IV.

Biarez propose d'effectuer cette recherche de minimum pour chacun des trois facteurs, indépendamment. On trouvera pour $N_q$ et $N_c$ la valeur critique

$$\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\,.$$

Pour $N_\gamma$, la valeur critique $\psi$ croît de quelques degrés à 50° environ, lorsque $\varphi$

varie entre 20° et 40° (on peut avancer la relation très approximative $\psi = 1{,}2\,\varphi$, si l'on tient compte du fait que pour les petites valeurs de $\varphi$, la courbe de variation de $N_\gamma$ au voisinage du minimum est très plate). Si l'on introduit, maintenant, ces valeurs minimales dans l'expression de la capacité portante, on est certain d'obtenir une évaluation par défaut, donc dans le sens de la sécurité, du minimum de la somme des trois termes lorsque $\psi$ varie.

L'expérience montre, d'ailleurs, que cette approximation diffère assez peu du résultat correct. De cette manière, les valeurs critiques de $\psi$, donc des facteurs de capacité portante, sont indépendantes de $\frac{D}{B}$ et $\frac{c}{\gamma B}$ (ce procédé n'a rien

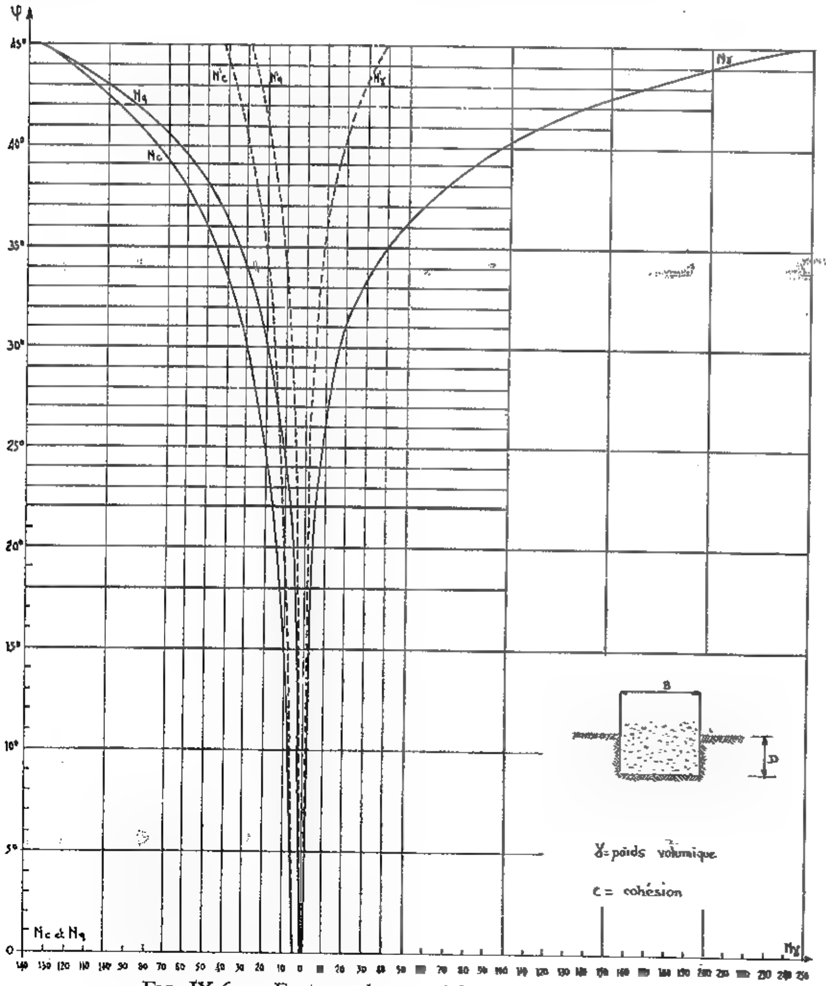



FIG. IX-6. — Facteurs de capacité portante $N_\gamma$, $N_q$ et $N_c$.



de nouveau, on l'a déjà utilisé dans le calcul de la poussée et dans celui de la butée, pour obtenir des coefficients de poussée ou de butée indépendants des rapports $\frac{q}{\gamma l}$ et $\frac{c}{\gamma l}$).

Avec ces déterminations de $\psi$ (pour $N_\gamma$ d'une part, $N_q$ et $N_c$ de l'autre), les trois facteurs de capacité portante ne dépendent plus que de l'angle $\varphi$. Le tableau II indique leurs valeurs pour $\varphi$ variant de 5° en 5° de 0 à 45°.

La figure IX-6 représente leur variation. On reviendra, dans les paragraphes suivants, sur la façon dont ces facteurs ont été calculés.

**Sols très compressibles.**

Lorsqu'on se trouve en présence de sols très compressibles, comme l'argile molle, il arrive fréquemment que les tassements constatés ne soient plus acceptables, bien avant qu'un état d'équilibre plastique ait pu se développer dans le massif. De tels sols ont une courbe de tassement du type de la courbe (*b*) de la figure IX-3. La formule ci-dessus conduirait donc à une surestimation de la capacité portante.

Pour limiter les tassements absolus et différentiels à une valeur acceptable, Terzaghi propose de prendre en compte un angle de frottement réduit $\varphi'$ et une cohésion réduite $c'$ tels que :

$$\operatorname{tg}\varphi' = \frac{2}{3}\operatorname{tg}\varphi \qquad c' = \frac{2}{3}c$$

Dans ce cas, la capacité portante (que l'on notera $q'_d$ pour rappeler qu'elle est fonction de l'importance des tassements et non de l'apparition de l'équilibre plastique) a pour valeur :

$$q'_d = \gamma\frac{B}{2}N'_\gamma + \gamma D N'_q + \frac{2}{3}cN'_c$$

avec

$$N'(\varphi) = N(\varphi') = N\left(\operatorname{arc\,tg}\frac{2}{3}\operatorname{tg}\varphi\right).$$

La figure IX-6 donne aussi la variation des facteurs $N'_\gamma$, $N'_q$ et $N'_c$.

**Critique de la théorie générale.**

La théorie que l'on vient d'exposer et qui conduit à la définition des trois facteurs de capacité portante, soulève un certain nombre de critiques.

La première porte sur la forme du coin $OAA'$. Des expériences minutieuses sur modèle réduit ont montré que les côtés du coin sont loin d'être rectilignes principalement lorsque le rapport $\frac{D}{B}$ est inférieur à 0,5. Pour lever cette difficulté, plusieurs auteurs ont repris l'étude du coin, en adoptant pour $OA$ et $OA'$ des arcs de lignes de glissement tels qu'on peut les calculer en mettant en œuvre

la méthode de Sokolovski (cf. chapitre V). Biarez en reprenant une suggestion de Lundgren a pu montrer, ainsi, que pour les faibles encastrements, il existe certaines formes de coin donnant des résultats plus faibles que pour les coins limités par des droites.

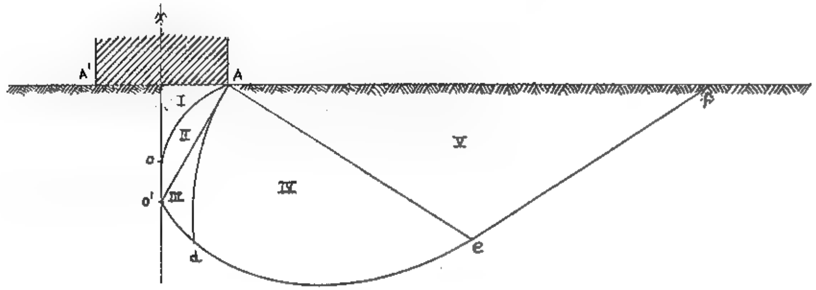



FIG. IX-7. — Schéma de Gorbunov.

La figure IX-7 montre, dans le même esprit, la solution proposée par Gorbunov. Il discerne cinq zones différentes dans le schéma de rupture :

— le coin $AOA'$ en équilibre surabondant limité par une courbe $OA$ le long de laquelle l'obliquité des contraintes diffère assez nettement de $\varphi$ (zone I) ;

— une zone $OAO'$ en équilibre plastique qui complète le coin et sur la frontière $AO'$ de laquelle l'obliquité de la contrainte est égale à $\varphi$ (zone II) ;

— les zones III, IV et V, enfin, correspondent au problème classique de la butée.

La prise en compte de la courbure du coin élastique conduit Gorbunov à des valeurs de la force portante très nettement supérieures à celles que donne l'application de la théorie simplifiée exposée ci-dessus (voir les indications numériques données pour $\varphi = 40°$ au début du paragraphe 9.2.2).

Une autre critique porte sur l'évaluation de la butée $P_p$. Pour calculer son intensité, on a — comme dans le cas de la poussée — formulé l'hypothèse de la superposition des états d'équilibre (d'un milieu pesant non chargé et d'un milieu non pesant surchargé). Plus encore que dans le cas de la poussée, cette hypothèse est une approximation assez grossière, car les lignes de glissement des différents équilibres présentent maintenant une courbure notable et sont loin d'être superposables.

Les théories plus complexes que l'on a évoquées plus haut échappent à cette critique, mais elles sont d'une application laborieuse. De toute manière, on sera obligé de faire des approximations plus hardies encore pour traiter les cas des semelles rectangulaires. On passera donc sur cette critique, les vérifications expérimentales de la capacité portante montrent, d'ailleurs, que les formules classiques actuelles sont plutôt dans le sens de la sécurité ; c'est la meilleure justification de l'approximation faite qui permet de séparer l'effet du



poids du sol de celui de la cohésion et de celui de l'encastrement de la fondation dans le terrain, ce qui simplifie beaucoup les calculs.

Une autre approximation, enfin, a été admise : on a assimilé à une surcharge le terrain situé au-dessus du plan horizontal $AA'$ de la base de la fondation. Il est certain que les lignes de glissement au sein du massif, se prolongent au-delà du plan $AA'$ et que cette approximation est d'autant moins bonne que le rapport $\frac{D}{B}$ est grand. On dira plus loin comment on peut essayer d'apporter les corrections nécessaires.

En définitive, malgré les critiques que l'on peut formuler à l'égard de la théorie de la capacité portante et de l'utilisation des facteurs $N_\gamma$, $N_q$ et $N_c$, cette méthode reste une approche simple, commode et assez exacte de la question. On va, maintenant, examiner de plus près chacun des trois facteurs de capacité portante.

### 9.2.2 Etude des trois facteurs $N_\gamma$, $N_q$ et $N_c$.

**Facteur $N_\gamma$.**

Le facteur $N_\gamma$, qui commande le terme $\gamma \frac{B}{2} N_\gamma$ appelé « terme de surface », est le coefficient dont la détermination a soulevé le plus de controverses. Cela tient à deux causes. Tant que les méthodes générales de calcul de Sokolovski n'ont pas été diffusées, le calcul de $N_\gamma$, qui dérive du calcul de $K_{p\gamma}$, dépendait des procédés plus ou moins approchés mis au point par différents auteurs, pour la détermination du coefficient de butée. D'autre part, il y avait aussi des divergences sur le choix de la valeur critique de $\psi$. Ces querelles paraissent, maintenant, dépassées.

Caquot et Kérisel ont donné une table des valeurs de $N_\gamma$ calculées avec les méthodes qu'ils ont employées pour les tables de butée (confirmées par de nouveaux calculs utilisant la théorie de Sokolovski). Pour cette détermination, ils ont choisi comme valeur de $\psi$ : $\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$. Comme on l'a mentionné plus haut, ce choix ne correspond pas à la valeur critique, les résultats sont donc surestimés, par rapport au minimum théorique, de l'ordre de 20 % environ. Malgré cette différence, on peut utiliser sans crainte les valeurs de Caquot et Kérisel que reproduit le tableau II avec cette réserve, toutefois, que l'on a corrigé les valeurs numériques fournies par ces auteurs pour tenir compte du poids du coin $OAA'$.

La figure IX-6 a été établie, elle, à partir de résultats calculés pour la valeur critique, repris par de nombreux auteurs (Biarez, Brinch Hansen, Meyerhof, Schultze). Mais, quelle que soit la méthode de calcul employée, les valeurs numériques restent d'un ordre de grandeur comparable.

On trouvera ci-dessous un tableau des valeurs comparées de $N_\gamma$ pour Terzaghi, Caquot Kérisel et Biarez Nhiem. Les différences résultent du schéma adopté pour le coin de rupture sous la fondation, c'est-à-dire en fait de la valeur de l'angle $\psi$ (cf. Fig. IX-5) Terzaghi admet $\psi = \varphi$, tandis que Caquot et Kérisel choisissent $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ comme on l'a signalé plus haut.

Biarez et Nhiem recherchent eux la valeur de $\psi$ qui conduit au coin minimal de butée.

TABLEAU III

Valeurs du coefficient $N_\gamma$ selon divers auteurs

| $\varphi$ | Terzaghi | Caquot Kérisel | Biarez Nhiem | $\varphi$ | Terzaghi | Caquot Kérisel | Biarez Nhiem |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10 | 0,55 | 1,00 | 0,47 | 30 | 18,1 | 21,8 | 18,1 |
| 12 | | 1,40 | 0,76 | 32 | | 29,8 | 25,0 |
| 14 | | 1,97 | 1,16 | 34 | | 40,8 | 34,7 |
| 16 | | 2,73 | 1,72 | 36 | | 56,8 | 48,8 |
| 18 | | 3,68 | 2,49 | 38 | | 79,8 | 69,6 |
| 20 | 3,44 | 4,97 | 3,54 | 40 | 102 | 113 | 100 |
| 22 | | 6,73 | 4,96 | 42 | | 165 | 144 |
| 24 | | 9,03 | 6,89 | 44 | 260 | 244 | 209 |
| 26 | | 12,1 | 9,5 | 46 | | 369 | 309 |
| 28 | | 16,4 | 13,1 | 48 | 780 | 576 | 467 |

A titre de curiosité on indiquera ci-dessous quelques valeurs relevées dans la littérature pour ce facteur $N_\gamma$ pour l'angle $\varphi = 40°$ :

- Gorbunov — Possadof .................... 192
- Buisman .................................... 163
- Caquot et Kérisel ....................... 113
- Berezancev ............................... 100
- Lundgren .................................. 95



Il faut d'ailleurs reconnaître que les essais de laboratoire pour vérifier les valeurs de $N_\gamma$ sont extrêmement délicats. En effet, pour que la butée puisse être mobilisée sous le coin, il faut que le déplacement vertical de la fondation soit relativement grand. Il se produit donc un tassement très important pour les sables non serrés et encore appréciable pour les sables serrés. Il en résulte que la capacité portante qu'on mesure est très rapidement influencée par l'effet d'encastrement qui n'existait pas à l'origine.

On précisera plus loin quelle est l'importance relative du terme de surface par rapport aux deux autres termes. Mais on constate sur le tableau II que $N_\gamma = 0$ pour $\varphi = 0$, que ce facteur croît ensuite très rapidement avec l'angle $\varphi$, principalement dès que $\varphi$ dépasse 30° ; entre 30° et 40° sa valeur quintuple.

Comme on va le voir, le calcul du terme $N_q$ peut être mené de façon littérale de bout en bout et l'on obtient pour $N_q$ une expression mathématique précise, ce qui n'est pas le cas pour $N_\gamma$. Aussi plusieurs auteurs ont-ils cherché à rattacher les valeurs de $N_\gamma$ à celles de $N_q$, de manière à pouvoir disposer également d'une formule littérale pour ce premier coefficient. Les relations proposées n'ont bien entendu, aucune signification théorique.

On citera la formule de Brinch Hansen :

$$N_\gamma = 1{,}8(N_q - 1)\ \mathrm{tg}\ \varphi$$

et celle de Meyerhof :

$$N_\gamma = (N_q - 1)\ \mathrm{tg}\ 1{,}4\ \varphi\ .$$

On indiquera aussi une formule empirique d'origine expérimentale due à Feda, qui donne une expression approchée de $N_\gamma$, sans référence du coefficient $N_q$ cette fois :

$$N_\gamma = 0{,}01\ e^{\varphi/4}$$

($\varphi$ est exprimé en degrés). Cette dernière relation n'est valable que dans l'intervalle $25° < \varphi < 45°$, elle met bien en évidence la croissance très rapide de $N_\gamma$ avec $\varphi$, on doit toutefois préciser qu'elle conduit à des valeurs de $N_\gamma$ nettement supérieures à celles que l'on admet habituellement.

Ces différentes expressions présentent d'ailleurs un intérêt limité dès que l'on possède une table des valeurs de $N_\gamma$ et de $N_q$.

**Facteur $N_q$.**

Le facteur $N_q$ commande le terme de profondeur $\gamma D N_q$. Sa détermination mathématique est simple, elle met en jeu un équilibre de Prandtl (cf. chapitre V) et on sait que dans cet équilibre, les calculs théoriques peuvent être menés jusqu'aux formules littérales définitives.

Là encore, le choix de l'angle $\psi$ joue un rôle. Pratiquement tous les auteurs se sont ralliés à la valeur $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ qui correspond d'ailleurs, à la valeur

On trouvera ci-dessous un tableau des valeurs comparées de $N_\gamma$ pour Terzaghi, Caquot Kérisel et Biarez Nhiem. Les différences résultent du schéma adopté pour le coin de rupture sous la fondation, c'est-à-dire en fait de la valeur de l'angle $\psi$ (cf. Fig. IX-5) Terzaghi admet $\psi = \varphi$, tandis que Caquot et Kérisel choisissent $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ comme on l'a signalé plus haut.

Biarez et Nhiem recherchent eux la valeur de $\psi$ qui conduit au coin minimal de butée.

TABLEAU III

Valeurs du coefficient $N_\gamma$ selon divers auteurs

| $\varphi$ | Terzaghi | Caquot Kérisel | Biarez Nhiem | $\varphi$ | Terzaghi | Caquot Kérisel | Biarez Nhiem |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10 | 0,55 | 1,00 | 0,47 | 30 | 18,1 | 21,8 | 18,1 |
| 12 | | 1,40 | 0,76 | 32 | | 29,8 | 25,0 |
| 14 | | 1,97 | 1,16 | 34 | | 40,8 | 34,7 |
| 16 | | 2,73 | 1,72 | 36 | | 56,8 | 48,8 |
| 18 | | 3,68 | 2,49 | 38 | | 79,8 | 69,6 |
| 20 | 3,44 | 4,97 | 3,54 | 40 | 102 | 113 | 100 |
| 22 | | 6,73 | 4,96 | 42 | | 165 | 144 |
| 24 | | 9,03 | 6,89 | 44 | 260 | 244 | 209 |
| 26 | | 12,1 | 9,5 | 46 | | 369 | 309 |
| 28 | | 16,4 | 13,1 | 48 | 780 | 576 | 467 |

A titre de curiosité on indiquera ci-dessous quelques valeurs relevées dans la littérature pour ce facteur $N_\gamma$ pour l'angle $\varphi = 40°$ :

- — Gorbunov — Possadof ........................ 192
- — Buisman .................................. 163
- — Caquot et Kérisel ........................ 113
- — Berezancev ............................... 100
- — Lundgren ................................. 95



Il faut d'ailleurs reconnaître que les essais de laboratoire pour vérifier les valeurs de $N_\gamma$ sont extrêmement délicats. En effet, pour que la butée puisse être mobilisée sous le coin, il faut que le déplacement vertical de la fondation soit relativement grand. Il se produit donc un tassement très important pour les sables non serrés et encore appréciable pour les sables serrés. Il en résulte que la capacité portante qu'on mesure est très rapidement influencée par l'effet d'encastrement qui n'existait pas à l'origine.

On précisera plus loin quelle est l'importance relative du terme de surface par rapport aux deux autres termes. Mais on constate sur le tableau II que $N_\gamma = 0$ pour $\varphi = 0$, que ce facteur croît ensuite très rapidement avec l'angle $\varphi$, principalement dès que $\varphi$ dépasse 30° ; entre 30° et 40° sa valeur quintuple.

Comme on va le voir, le calcul du terme $N_q$ peut être mené de façon littérale de bout en bout et l'on obtient pour $N_q$ une expression mathématique précise, ce qui n'est pas le cas pour $N_\gamma$. Aussi plusieurs auteurs ont-ils cherché à rattacher les valeurs de $N_\gamma$ à celles de $N_q$, de manière à pouvoir disposer également d'une formule littérale pour ce premier coefficient. Les relations proposées n'ont bien entendu, aucune signification théorique.

On citera la formule de Brinch Hansen :

$$N_\gamma = 1{,}8(N_q - 1)\,\mathrm{tg}\,\varphi$$

et celle de Meyerhof :

$$N_\gamma = (N_q - 1)\,\mathrm{tg}\,1{,}4\,\varphi\,.$$

On indiquera aussi une formule empirique d'origine expérimentale due à Feda, qui donne une expression approchée de $N_\gamma$, sans référence du coefficient $N_q$ cette fois :

$$N_\gamma = 0{,}01\,e^{\varphi/4}$$

($\varphi$ est exprimé en degrés). Cette dernière relation n'est valable que dans l'intervalle $25° < \varphi < 45°$, elle met bien en évidence la croissance très rapide de $N_\gamma$ avec $\varphi$, on doit toutefois préciser qu'elle conduit à des valeurs de $N_\gamma$ nettement supérieures à celles que l'on admet habituellement.

Ces différentes expressions présentent d'ailleurs un intérêt limité dès que l'on possède une table des valeurs de $N_\gamma$ et de $N_q$.

**Facteur $N_q$.**

Le facteur $N_q$ commande le terme de profondeur $\gamma D N_q$. Sa détermination mathématique est simple, elle met en jeu un équilibre de Prandtl (cf. chapitre V) et on sait que dans cet équilibre, les calculs théoriques peuvent être menés jusqu'aux formules littérales définitives.

Là encore, le choix de l'angle $\psi$ joue un rôle. Pratiquement tous les auteurs se sont ralliés à la valeur $\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$ qui correspond d'ailleurs, à la valeur

minimale du coefficient. La figure IX-8 montre le réseau des lignes de glissement qu'on obtient dans ces conditions. La zone I est en équilibre de poussée de Rankine, les zones II sont en équilibre de Prandtl proprement dit (*Oe* est un arc de spirale logarithmique) et les zones III sont en équilibre de butée de Rankine.

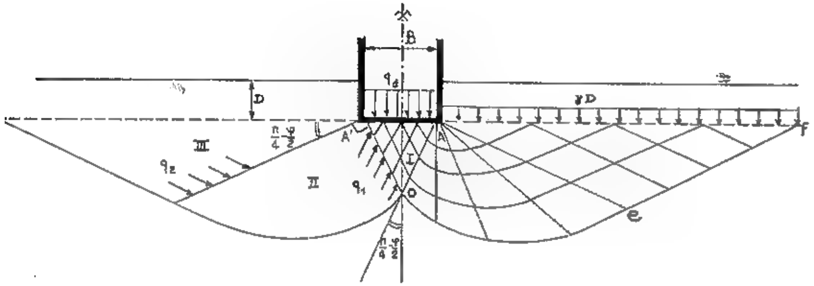



FIG. IX-8. — Formule de Prandtl-Caquot.

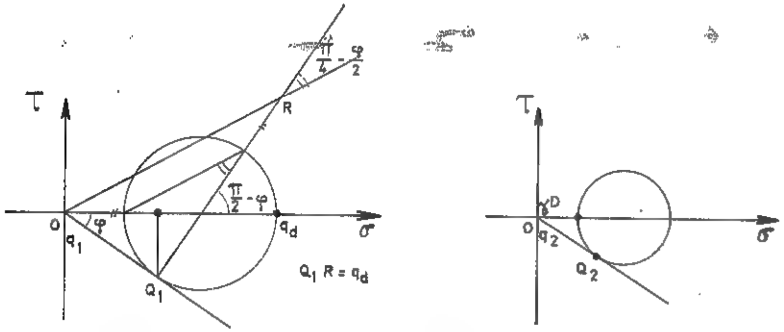



FIG. IX-9. — Cercles de Mohr en *O* et *e* (cf. Fig. IX-8).

On pourrait, sans difficulté, déduire $N_q$ de l'expression du coefficient de butée que l'on a donnée au chapitre V, à titre d'exercice on préférera exécuter directement le calcul.

On notera $q_1$ et $q_2$ les intensités des contraintes critiques qui agissent respectivement sur les rayons polaires *AO* et *Ae*. La figure IX-9 représente les cercles de Mohr caractéristiques des équilibres de poussée et de butée de Rankine dans un milieu non pesant.

On voit immédiatement sur ces cercles que

$$q_1 = q_d \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{et} \quad q_2 = \gamma D \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right).$$



Or $q_1$ et $q_2$ sont liés par la relation suivante dans l'équilibre de Prandtl

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{S_2}{S_1} = e^{-2\varepsilon \operatorname{tg} \varphi} = e^{-\pi \operatorname{tg} \varphi}$$

puisque l'angle $\varepsilon$ que fait *AO* avec *Ae* est égal à $\frac{\pi}{2}$. On aboutit donc finalement à :

$$q_d = \gamma D \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}$$

c'est-à-dire à :

$$\boxed{N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}}\ .$$

Cette formule est quelquefois appelée formule de Prandtl-Caquot, car ces deux auteurs l'ont publiée, indépendamment l'un de l'autre vers 1920. Le tableau II et la figure IX-6 donnent les valeurs de cette fonction.

On constate que pour $\varphi = 0$, $N_q = 1$ et que $N_q$ croît très rapidement ensuite, dès que $\varphi$ dépasse 30°.

Les essais pour mesurer les valeurs de $N_q$ sont également fort délicats et les conclusions de certains expérimentateurs sont fort controversées. L'expérience montre cependant indiscutablement que la formule de Prandtl-Caquot est approchée par défaut pour les fondations à faible profondeur en milieu serré. Ceci est d'autant plus sensible que les dimensions de la fondation sont plus faibles. C'est Kérisel qui a mis en évidence, pour la première fois en 1961, cet effet d'échelle très net. Ce phénomène présente surtout de l'importance pour les fondations profondes et l'interprétation des diagrammes de pénétration. On reviendra sur ce sujet aux chapitres X et XII.

Par ailleurs, Tcheng a montré, en 1966, que les résultats obtenus par de nombreux expérimentateurs ont pu être faussés par la flexibilité des parois des cuves contenant le sable utilisé pour les essais de poinçonnement des semelles. Il a prouvé, en effet, qu'en employant pour les cuves d'essais, des parois soit très souples, soit relativement rigides, soit extrêmement rigides (donc absolument indéformables), les résultats obtenus pour $N_q$ étaient très variables. Ceci explique sans doute les discussions passionnées qui ont pu surgir entre certains expérimentateurs de bonne foi, à propos d'écarts apparemment inexplicables.

*Majoration possible des valeurs calculées pour $N_q$.*

Pour évaluer l'influence de l'encastrement *D* de la fondation dans le sol, on a eu recours à deux hypothèses simplificatrices. On a négligé tout d'abord le frottement du terrain sur les faces latérales de la fondation. Cette hypothèse

est d'autant plus légitime que le sol au voisinage de la fondation a été remanié lors de l'exécution de la semelle. Mais surtout on a, comme on l'a déjà souligné, assimilé la partie du massif située au-dessus du plan horizontal de la fondation à une surcharge verticale. Il y a là une cause certaine de sous-évaluation du coefficient $N_q$.

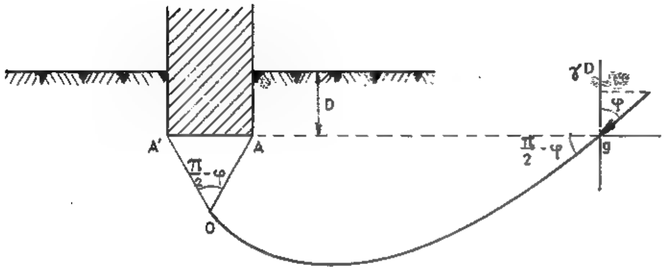



FIG. IX-10. — Influence de la résistance au cisaillement de la partie supérieure du terrain de fondation.

On va donner une méthode approchée pour apporter une correction à cette sous-évaluation. On supposera que dans le plan $AA'$ de la base de fondation l'obliquité des contraintes atteint sa valeur maximale $\varphi$ (Fig. IX-10) et que l'intensité de la composante normale de la contrainte sur ce plan reste égale à $\gamma D$. Le rayon polaire $Ag$ est donc une ligne de glissement, l'équilibre de Prandlt règne de $OA$ à $Ag$. Sur $Ag$ l'intensité de la contrainte est, par hypothèse, égale à $\frac{\gamma D}{\cos \varphi}$ ; un calcul analogue à celui que l'on a fait plus haut donne la nouvelle expression $N_{q'}$ du facteur de capacité portante.

$$N_{q'} = \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos \varphi} e^{\left(3\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \operatorname{tg} \varphi}.$$

Il est commode de faire apparaître l'expression classique de $N_q$. On trouve

$$\frac{N_{q'}}{N_q} = \frac{\operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)}{\cos \varphi} e^{\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \operatorname{tg} \varphi}.$$

soit

$$\frac{N_{q'}}{N_q} = \frac{1}{1 + \sin \varphi} e^{\left(\frac{\pi}{2} - \varphi\right) \operatorname{tg} \varphi}.$$

Le tableau IV ci-dessous donne les valeurs de cette correction à apporter à $N_q$ pour tenir compte de la résistance au cisaillement du terrain situé au-dessus de la base de fondation.



Naturellement, cette majoration du coefficient $N_q$ ne peut être appliquée que si le terrain possède sur toute la hauteur de l'encastrement $D$ un angle de frottement au moins égal à celui de la couche porteuse sous-jacente. Dans le cas contraire, par exemple si les fondations ont été exécutées après un décapage général au bulldozer et que des remblais ont été mis en place sur la hauteur $D$, seules seront à prendre en compte les valeurs de $N_q$ données par le tableau II.

TABLEAU IV

| $\varphi$ | 0° | 5° | 10° | 15° | 20° | 25° | 30° | 35° | 40° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Coefficient multiplicateur de $N_q$...... | 1 | 1,050 | 1,090 | 1,130 | 1,160 | 1,195 | 1,215 | 1,245 | 1,270 |

On constate que cette correction est relativement peu importante et que le rapport $\frac{N_{q'}}{N_q}$ reste toujours voisin de 1 pour les faibles valeurs de $\varphi$.

Ce calcul n'est d'ailleurs valable que lorsque le rapport $\frac{D}{B}$ n'est pas trop grand. Pour des valeurs plus élevées de $\frac{D}{B}$, il faudrait recourir à un autre schéma-type de rupture, par exemple celui qui a été proposé par Hu (Fig. IX-11). Le coin $OAA'$ est défini par l'angle $\psi$ et il est en équilibre surabondant. Le secteur $AOE$, limité par les deux rayons polaires $AO$ et $AE$ et par l'arc de spirale logarithmique $OE$, est en équilibre plastique. Le reste du massif est en équilibre surabondant, mais le long de la verticale $EF$, tangente en $E$ à la spirale, on admet que les contraintes ont une obliquité $\varphi$.

Ce schéma ne permet pas de séparer les facteurs $N_\gamma$ et $N_q$, l'étude de l'équilibre d'ensemble des différentes zones conduit à la détermination de la quantité $\gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D N_q$ que Hu met sous la forme

$$\gamma B\left(\frac{N_\gamma}{2} + \frac{D}{B} N_q\right) = \gamma B N_{\gamma q}$$

en introduisant un nouveau facteur de capacité portante $N_{\gamma q}$ qui dépend du frottement interne $\varphi$ et du rapport $\frac{D}{B}$.

Par ailleurs pour chaque valeur de $\varphi$ et $\frac{D}{B}$, Hu étudie l'influence de $\psi$ et choisit finalement pour $N_{\gamma q}$ la valeur la plus faible obtenue. Hu a présenté ses résultats sous la forme d'un abaque constitué par un faisceau de courbes. Chaque courbe correspond à une valeur particulière du rapport $\frac{D}{B}$ et représente la variation de $N_{\gamma q}$ en fonction de l'angle $\varphi$.

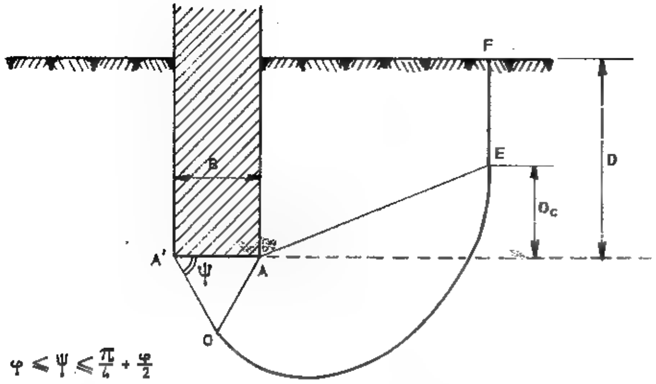



FIG. IX-11. — Schéma de rupture de Hu.

Pour terminer cette étude du facteur $N_q$ on va donner des indications numériques sur l'ordre de grandeur de chacun des deux termes de surface et de profondeur. Le rapport de ces deux termes a pour expression $\dfrac{\gamma D N_q}{\gamma \frac{B}{2} N_\gamma} = 2 \dfrac{D}{B}\dfrac{N_q}{N_\gamma}$, le tableau V ci-dessous donne les valeurs de ce rapport pour les valeurs usuelles de $\dfrac{D}{B}$ et de $\varphi$.

TABLEAU V

| $D/B$ \ $\varphi$ | 10° | 20° | 30° | 40° |
|---|---|---|---|---|
| 0,5 ....... | 2,5 | 1,3 | 0,8 | 0,6 |
| 1 ........ | 5,0 | 2,6 | 1,7 | 1,1 |
| 2 ........ | 10,0 | 5,1 | 3,4 | 2,3 |
| 4 ........ | 20,0 | 10,2 | 6,8 | 4,5 |

**Facteur $N_c$.**

L'influence de la cohésion se traduit par la présence du terme de cohésion $cN_c$. L'expression littérale de ce facteur est donnée au paragraphe 9.2.1, ainsi que celle de $N_q$. On rappelle par ailleurs que

$$k_{pc} = \frac{k_{pq} - \dfrac{1}{\cos\varphi}}{\operatorname{tg}\varphi}$$



puisque l'obliquité de la contrainte sur la paroi $OA$ du coin est égale à $\varphi$. Le coefficient $k_{pq}$ qui intervient dans cette dernière expression est identique au coefficient $k_{pq}$ qui figure dans $N_q$ dans la mesure où on suppose que la contrainte sur le plan $AA'$ est verticale. Dans ces conditions, on vérifiera sans peine que quel que soit $\psi$, on a la relation

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\operatorname{tg}\varphi}.$$

On peut d'ailleurs retrouver ce résultat en utilisant directement le théorème des états correspondants.

La surcharge fictive sur le plan $AA'$ est égale à

$$\gamma D + c \cot\varphi$$

et la capacité portante fictive est

$$(q_d)' = q_d + c \cot\varphi .$$

Entre ces deux contraintes on a la relation

$$(q_d)' = q_d + c\cot\varphi = N_q(\gamma D + c\cot\varphi)$$

soit

$$q_d = \gamma D N_q + c\cot\varphi(N_q - 1)$$

on a donc bien

$$N_c = \cot\varphi(N_q - 1).$$

Le tableau II et la figure IX-6 donnent les valeurs de $N_c$ correspondant à

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg}\varphi}$$

c'est-à-dire à $\psi = \dfrac{\pi}{4} + \dfrac{\varphi}{2}$, c'est la valeur minimale de $N_c$ quand $\psi$ varie.

*Cas d'un milieu purement cohérent.*

Lorsque $\varphi$ tend vers 0, l'expression mathématique de $N_c$ montre que ce facteur tend vers $\pi + 2 = 5{,}14$.

A titre d'exercice, on va retrouver directement cette expression. La figure IX-12 montre la forme du réseau des lignes de glissement dans le cas $\varphi = 0$, les arcs de spirales logarithmiques sont ici des cercles. On va étudier l'équilibre du secteur hachuré $A'\,Oef$, et tout d'abord préciser les contraintes qui agissent sur cette ligne de glissement $A'\,Oef$. Puisqu'il s'agit d'une ligne de glissement la composante de cisaillement est égale à $c$ tout le long de la ligne. La compo-

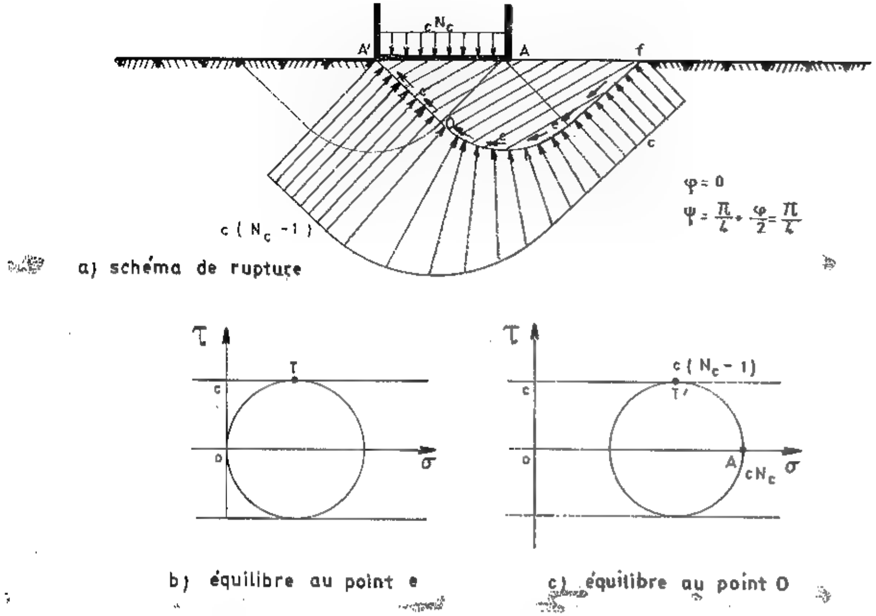



FIG. IX-12. — Calcul de $N_c$ pour $\varphi = 0$.

sante normale, elle, est égale à $c$ le long de $fe$ puis elle croît régulièrement le long de $eO$ pour atteindre la valeur $c(N_c - 1)$ sur $OA'$.

On vérifiera cette distribution de contraintes sur les deux cercles de Mohr des figures IX-12 *b* et IX-12 *c* (le point $O$ représente la contrainte agissant sur $Af$, le point $T$ sur $ef$, le point $A$ sur $AA'$ et le point $T'$ sur $OA'$).

Puisque le milieu n'est ni pesant ni surchargé, les seules forces qui s'exercent sur le secteur $A'\,Oef$ sont les forces élémentaires qui agissent sur les segments $AA'$, $A'O$, $Oe$ et $ef$. On va écrire que le moment de ces forces par rapport à $A$ est nul. On a en posant $OA = R$.

$$cN_c \frac{B^2}{2} + c\frac{R^2}{2} = c(N_c - 1)\frac{R^2}{2} + 2\,cR^2 + \frac{\pi}{2}cR^2$$

or $R = \dfrac{B}{\sqrt{2}}$ $R^2 = \dfrac{B^2}{2}$, après simplification par $B^2\,c$, on obtient

$$\boxed{N_c = \pi + 2 = 5{,}14}\,.$$

Pour illustrer l'influence de l'angle $\psi$ sur la valeur des facteurs de capacité portante, on va reprendre le calcul de $N_c$ lorsque $\psi = \varphi$ et donc ici $\psi = 0$.



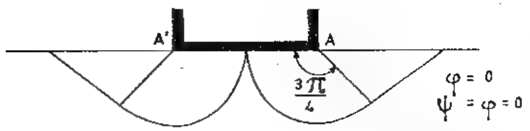



FIG. IX-13. — Calcul de $N_c$ pour $\varphi = 0$ (hypothèse de Terzaghi).

C'est Terzaghi qui a pendant longtemps prôné cette solution. La figure IX-13 montre la forme du réseau des lignes de glissement. Le coin $OAA'$ s'est réduit au segment $AA'$. Un calcul très voisin de celui que l'on vient d'effectuer donne sans peine :

$$N_c = \frac{3\pi}{2} + 1 = 5{,}71 \quad \text{au lieu de 5,14 trouvé précédemment}\,.$$

*Influence de l'encastrement.*

Comme le facteur $N_q$, $N_c$ varie avec l'encastrement $D$, dès que l'on renonce à assimiler la partie supérieure du massif à une simple surcharge. Skempton a étudié ce phénomène et a proposé d'utiliser lorsque $\varphi = 0$ un coefficient correcteur égal à

$$\left(1 + 0{,}2\frac{D}{B}\right);$$

cette formule n'est valable que pour $\dfrac{D}{B}$ inférieur ou égal à 2,5.

Pour les argiles à frottement on peut reprendre le schéma de rupture de Hu (Fig. IX-11). Ce dernier a donné, dans ce cas-là également un abaque reliant les trois paramètres $\varphi$, $N_c$ et $\dfrac{D}{B}$.

A titre indicatif, on donne dans le tableau VI quelques valeurs de $N_c$ mesurées sur l'abaque de Hu (on remarquera que pour $\dfrac{D}{B} = 0$, on ne retrouve pas exactement les valeurs du tableau II).

TABLEAU VI
(d'après Hu)
Variation de $N_c$ en fonction de l'encastrement $D$

| $\varphi$ \ $D/B$ | 0 | 1 | 2,5 |
|---|---|---|---|
| 20° .......... | 18 | 22 | 22 |
| 25° .......... | 25 | 35 | 35 |
| 30° .......... | 39 | 50 | 75 |

On peut aussi employer une formule empirique due à Brinch Hansen qui propose pour $N_c$ le coefficient correcteur suivant, fonction à la fois de $\frac{D}{B}$ et de $\varphi$.

$$1 + \frac{0,35}{\frac{B}{D} + \frac{0,6}{1 + 7\,\mathrm{tg}^4\,\varphi}}\,.$$

Il y a lieu enfin de remarquer la grande différence qui existe entre les milieux purement cohérents et les milieux à frottement. L'expression de la capacité portante :

— pour les milieux purement cohérents

$$q_d = \gamma D + 5,14\,c$$

— pour les milieux à frottement

$$q_d = \gamma\,\frac{B}{2}\,N_\gamma + \gamma D N_q + c N_c$$

montre qu'en descendant le niveau de la base de la fondation, on ne gagne que le terme $\gamma D$ dans le premier cas (sous réserve encore que l'on ait affaire à un radier général, autrement il faut tenir compte du poids des terres qui recouvrent les semelles). Par contre, pour les milieux doués de frottement, l'encastrement provoque une augmentation $\gamma D N_q$ de la capacité portante ; on a vu que $N_q$ est largement supérieur à 1 et surtout qu'il augmente très rapidement avec l'angle $\varphi$. Ceci montre au passage qu'une légère erreur sur la détermination de $\varphi$ en laboratoire peut conduire à des estimations exagérées de la capacité portante.

## 9.3 CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.

On vient d'étudier la capacité portante des semelles filantes reposant sur un terrain homogène et horizontal, dans des conditions bien déterminées de chargement. Ces différentes hypothèses sont trop restrictives pour les besoins de la pratique, on va donc, dans cet article, indiquer quelles modifications il faut apporter aux formules de l'article 9.2, pour traiter :

— de fondations de dimensions limitées (semelles isolées et radiers),

— de conditions de chargement plus générales (charges excentrées et inclinées),

— de terrains de morphologie plus variée (terrains stratifiés et sols en pente).



On abordera successivement ces trois séries de questions et on indiquera les corrections à apporter dans chaque cas, au modèle de référence : la semelle filante étudiée à l'article précédent. Bien entendu, ces diverses corrections peuvent intervenir simultanément.

### 9.3.1 Semelles isolées et radiers.

Comme on vient de le dire, il n'est pas possible d'assimiler toutes les semelles ou tous les radiers à des semelles filantes, on rappelle que cette simplification n'est admissible que lorsque le rapport de la longueur $L$ de la semelle à la largeur $B$ dépasse 10 ou à la rigueur 5.

Le calcul des semelles isolées et des radiers est un problème à trois dimensions que l'on ne sait pas traiter, à l'heure actuelle, de manière théorique satisfaisante (sauf, toutefois, en ce qui concerne les semelles circulaires, en raison de la symétrie de révolution qu'elles présentent). Faute de mieux, on utilise la formule donnant la capacité de la semelle filante, en affectant chacun des trois facteurs de capacité portante de coefficients correcteurs, choisis de manière empirique, au vu des résultats d'essais de laboratoire et des constatations faites sur la capacité portante de semelles réelles.

Terzaghi, le premier, avait proposé, initialement, les relations suivantes, dans le cas d'une semelle circulaire de diamètre $B$ et d'une semelle carrée de côté $B$ :

$$q_d = 0,6\,\gamma\,\frac{B}{2}\,N_\gamma + \gamma D N_q + 1,3\,c N_c \quad \text{(semelle circulaire)}$$

$$q_d = 0,8\,\gamma\,\frac{B}{2}\,N_\gamma + \gamma D N_q + 1,3\,c N_c \quad \text{(semelle carrée)}\,.$$

Des études plus récentes ont montré qu'il n'y avait pas de différence significative entre la capacité portante des semelles carrées et celle des semelles circulaires. D'un autre côté, certains auteurs estiment, comme Skempton, que le coefficient correcteur de $N_c$ est légèrement inférieur à 1,3. Brinch Hansen et Schultze (norme allemande DIN 4017) appliqueraient, eux, un coefficient correcteur supérieur à 1 au facteur $N_q$.

Ces quelques divergences ne sont pas étonnantes, d'autant plus que l'angle de frottement interne $\varphi$ doit avoir une légère influence. On va indiquer ci-dessous une formule qui semble recueillir un assez large assentiment (Terzaghi et Peck s'y sont ralliés) et qui donne certainement des résultats inférieurs à la réalité ; elle est donc du côté de la sécurité.

*Semelles rectangulaires.*

$$\boxed{q_d = \left(1 - 0,2\,\frac{B}{L}\right)\gamma\,\frac{B}{2}\,N_\gamma + \gamma D N_q + \left(1 + 0,2\,\frac{B}{L}\right) c N_c}\,.$$

*Semelles circulaires.*

Cette formule s'applique aussi aux semelles circulaires ; dans ce cas, on pose

$$\frac{B}{L} = 1 .$$

On remarquera, d'ailleurs, que dans le cas des semelles circulaires, il est possible de traiter le problème théoriquement. Berezancev en a donné la solution en 1952. Plus récemment, Biarez et Nègre ont calculé les coefficients correspondants. Les valeurs numériques de Biarez et Nègre se rapprochent assez bien de la formule ci-dessus, pour des valeurs de $\varphi$ comprises entre 15° et 40° en ce qui concerne $N_\gamma$ et pour les très faibles valeurs de $\varphi$ en ce qui concerne $N_c$ (pour $\varphi = 0$, Biarez et Nègre trouvent $N_c = 6{,}3$). Par contre, dans les autres cas, on constate des discordances notables.

TABLEAU VII

Facteurs de capacité portante pour semelle circulaire (d'après Biarez et Nègre)

| $\varphi$ | 0° | 10° | 20° | 30° | 40° |
|---|---|---|---|---|---|
| $N_\gamma$ ..... | 0 | 0,53 | 3,80 | 21 | 156 |
| $N_q$ ..... | 1 | 3,20 | 9,8 | 38 | 186 |
| $N_c$ ..... | 6,30 | 12,5 | 24,2 | 64 | 222 |

*Cas du milieu cohérent.*

Pour une semelle circulaire fondée en milieu purement cohérent, on obtient :

$$q_d = \gamma D + 1{,}2 \times 5{,}14\, c$$

ou

$$\boxed{q_d = \gamma D + 6{,}2\, c} .$$

*Remarques.*

On notera que les formules ci-dessus concernant les semelles rectangulaires et circulaires ne correspondent pas exactement à celles proposées en 1968 par le D. T. U. Fondations basées sur les anciennes recommandations de Terzaghi, mais les écarts des résultats obtenus avec les unes ou les autres sont faibles.

Pour terminer, on signalera que Brinch Hansen a cru pouvoir tenir compte de l'influence de $\varphi$ sur la correction à apporter aux facteurs de capacité portante et qu'il a proposé pour $N_\gamma$ et $N_c$ les coefficients correcteurs suivants :



— pour $N_\gamma$ : $1 - \left(0{,}1 + \dfrac{\mathrm{tg}^6\,\varphi}{2}\right)\dfrac{B}{L}$

— pour $N_c$ : $1 + (0{,}2 + \mathrm{tg}^6\,\varphi)\,\dfrac{B}{L}$.

Seules, l'accumulation de résultats expérimentaux et leur interprétation permettront de faire un choix entre ces diverses formules qui sont heureusement assez proches les unes des autres.

### 9.3.2 Charges excentrées ou inclinées.

L'excentricité et l'inclinaison de la charge diminuent fortement la capacité portante des fondations.

**Charges verticales excentrées.**

On étudiera d'abord le cas d'une semelle filante qui supporte une charge verticale excentrée (Fig. IX-14).

Meyerhof a proposé en 1953 d'attribuer à cette semelle une *largeur fictive* centrée sur la charge :

$$B' = B - 2E ,$$

(c'est la surface hachurée $AA''$ de la Fig. IX-14 *b*) et de négliger la partie de la fondation qui en est le plus éloignée (zone $A''A'$). La charge portante $Q$ par unité de longueur de la semelle est alors égale à :

$$Q = B'\,q_d = B'\left(\gamma\frac{B'}{2}N_\gamma + qN_q + cN_c\right) .$$

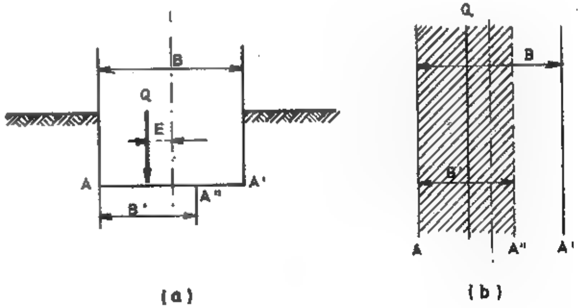



FIG. IX-14. — Charge excentrée.

On va introduire dans cette formule la largeur réelle $B$ :

$$Q = B'\,q_d = B \times \left(\frac{B'}{B}\,q_d\right)$$

avec

$$\frac{B'}{B} = \frac{B - 2\,E}{B} = 1 - 2\,e \qquad \text{où} \qquad e = \frac{E}{B}$$

donc

$$\boxed{Q = B\left[(1 - 2\,e)^2\,\gamma\,\frac{B}{2}\,N_\gamma + (1 - 2\,e)\,qN_q + (1 - 2\,e)\,cN_c\right]}$$

On met ainsi en évidence deux coefficients correcteurs correspondant à l'excentricité $e$ de la charge :

$$(1 - 2\,e) \qquad \text{pour} \qquad N_q \text{ et } N_c$$

et

$$(1 - 2\,e)^2 \qquad \text{pour} \qquad N_\gamma\,.$$

Lorsque la charge atteint la limite du tiers central ($e = 0{,}17$), le terme de surface est réduit à la moitié de sa valeur normale, tandis qu'on peut compter encore sur près de 70 % des termes de profondeur et de cohésion.

Cette méthode simple d'évaluation est bien confirmée par l'expérience. Des essais sur modèles réduits ont montré en effet qu'en milieu pulvérulent le coin qui se crée sous la fondation garde la même forme que pour une charge verticale centrée, mais que ses dimensions se réduisent de manière à ce que la ligne d'action de la charge et l'axe de symétrie du coin coïncident (Fig. IX-15).

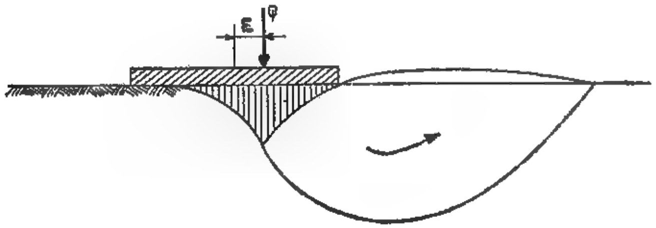



FIG. IX-15. — Formation d'un coin élastique sous une charge excentrée.

Lorsqu'on est en présence d'une semelle isolée et que la charge est doublement excentrée (aussi bien dans le sens longitudinal que dans le sens transversal), on opérera de même, en remplaçant $B$ et $L$ par

$$B' = B - 2\,E_1$$

et

$$L' = L - 2\,E_2$$



tant dans l'estimation de la capacité portante $q_d$ que dans celle de la charge $Q = B'\,L'\,q_d$.

On signalera toutefois que certains expérimentateurs ont trouvé des résultats assez différents de ceux que laisse prévoir la méthode de Meyerhof, principalement pour les faibles excentricités. Ils suggèrent, donc de remplacer les coefficients correcteurs $(1 - 2\,e)$ et $(1 - 2\,e)^2$ par un autre coefficient de la forme $\exp(-12\,e^2)$. Il est difficile de se prononcer dans l'état actuel des choses et on conseillera pour l'instant de s'en tenir aux recommandations de Meyerhof.

**Charges centrées inclinées.**

*Milieu pulvérulent.*

On va étudier maintenant l'influence de l'inclinaison des charges sur la force portante. On supposera d'abord que la charge inclinée est centrée et que le milieu est non pesant, pulvérulent et supporte une charge verticale uniforme $q = \gamma D$.

La figure IX-16 représente dans ce cas la forme des différentes lignes de glissement. Le calcul se conduit d'une manière tout à fait analogue à celle que

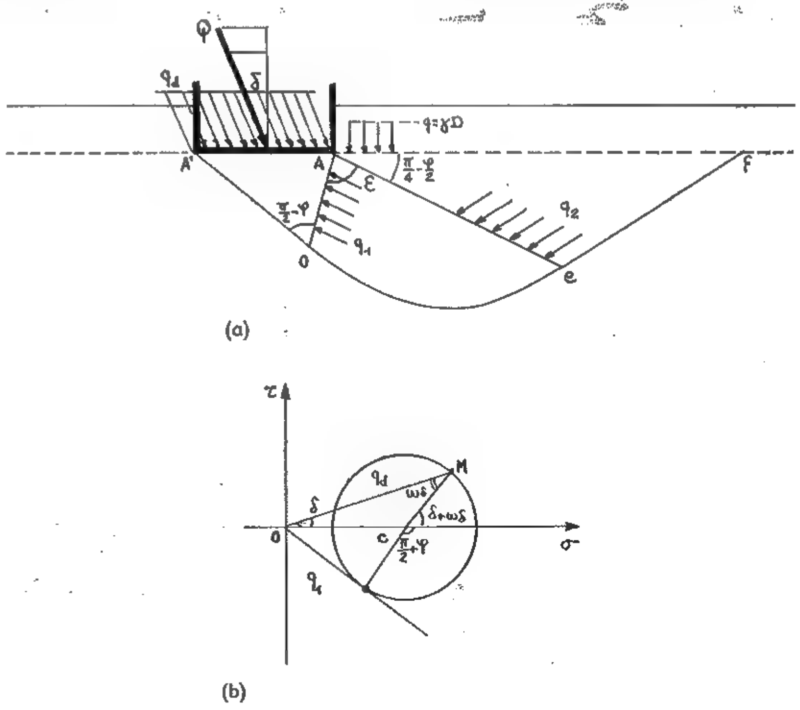



FIG. IX-16. — Schéma de rupture pour une charge inclinée en milieu non pesant.

l'on a utilisée pour démontrer la formule de Prandtl-Caquot. On se contentera donc d'indiquer, sans commentaires, la suite des calculs.

$$q_2 = \gamma D \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$q_1 = q_2 \, e^{2\varepsilon \operatorname{tg} \varphi}$$

or,

$$2\,\widehat{A'AO} = \frac{\pi}{2} + \varphi + \delta + \omega_\delta$$

avec

$$\sin \omega_\delta = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$$

donc

$$\varepsilon = \frac{\pi}{2} - \frac{(\delta + \omega_\delta)}{2}$$

$$q_1 = \gamma D \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{[\pi - (\delta + \omega_\delta)] \operatorname{tg} \varphi}.$$

Enfin d'après la figure IX-16 *b*

$$\frac{q_d}{\sin(\delta + \omega_\delta)} = \frac{CM}{\sin \delta} = \frac{q_1 \operatorname{tg} \varphi}{\sin \delta}$$

$$q_d = q_1 \frac{\sin(\delta + \omega_\delta) \operatorname{tg} \varphi}{\sin \delta}$$

soit

$$q_d = \gamma D \frac{\sin(\delta + \omega_\delta) \operatorname{tg} \varphi}{\sin \delta} \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{[\pi - (\delta + \omega_\delta)] \operatorname{tg} \varphi}.$$

On va transformer cette formule pour faire apparaître la composante verticale $q_{vd} = q_d \cos \delta$ de la capacité portante ainsi que le facteur

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}.$$

On obtient tous calculs faits :

$$q_{vd} = \gamma D N_q \, i_q(\varphi, \delta)$$

avec $$i_q(\varphi, \delta) = \frac{\cos \delta(\cos \delta + \cos \omega_\delta \sin \varphi)}{1 + \sin \varphi} e^{-(\delta + \omega_\delta) \operatorname{tg} \varphi}$$

et $$\sin \omega_\delta = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi}$$



On a mis ainsi en évidence un nouveau coefficient réducteur $i_q$ qui est fonction de l'obliquité de la charge et de l'angle de frottement interne. Le tableau VIII donne les valeurs de ce coefficient. On vérifiera que pour $\delta \leqslant 30°$, l'expression $(1 - \operatorname{tg} \delta)^2$ représente assez grossièrement le coefficient $i_q$ ; l'erreur est inférieure à 10 % jusqu'à $\delta = 15°$, pour des valeurs plus élevées de $\delta$, elle peut atteindre 20 %.

TABLEAU VIII
Influence de l'obliquité $\delta$ sur la charge portante
(force centrée, terme de profondeur)
Valeurs de $i_q(\varphi, \delta)$

| $\varphi$ \ $\delta$ | 0° | 5° | 10° | 15° | 20° | 25° | 30° | 35° | 40° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10° ...... | 1 | 0,87 | 0,81 | — | — | — | — | — | — |
| 20° ...... | 1 | 0,88 | 0,73 | 0,58 | 0,33 | — | — | — | — |
| 30° ...... | 1 | 0,86 | 0,71 | 0,56 | 0,43 | 0,31 | 0,15 | — | — |
| 40° ...... | 1 | 0,82 | 0,66 | 0,52 | 0,39 | 0,29 | 0,20 | 0,13 | 0,05 |

*Milieu cohérent.*

On va maintenant étudier le cas d'un milieu cohérent, en supposant toujours le terrain non pesant et soumis à une charge uniforme verticale $q = \gamma D$.

Pour appliquer le théorème des états correspondants, on doit prendre en compte une surcharge fictive $q' = \gamma D + c \cot \varphi$ verticale et une capacité portante fictive $q'_{vd} = q_{vd} + c \cot \varphi$. On notera que $q'_{vd}$ est la composante normale d'une contrainte fictive d'obliquité $\delta'$ telle que

$$\operatorname{tg} \delta' = \frac{q_d \sin \delta}{q_d \cos \delta + c \cot \varphi} = \frac{q_{vd} \operatorname{tg} \delta}{q_{vd} + c \cot \varphi}.$$

La relation fournissant la capacité portante donne alors :

$$q'_{vd} = q_{vd} + c \cot \varphi = (\gamma D + c \cot \varphi) N_q . i_q(\varphi, \delta')$$

soit

$$q_{vd} = \gamma D N_q \, i_q(\varphi, \delta') + c \frac{N_q \, i_q(\varphi, \delta') - 1}{\operatorname{tg} \varphi}.$$

On peut mettre le deuxième terme du second membre sous la forme $N_c \, i_c(\varphi, \delta')$ par analogie avec le premier terme. En se rappelant que :

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\operatorname{tg} \varphi}$$

on trouve sans difficulté :

$$i_c(\varphi, \delta') = i_q(\varphi, \delta') - \frac{1 - i_q(\varphi, \delta')}{N_q - 1}$$

Le tableau IX donne les valeurs de ce coefficient $i_c$. On constate, puisque $N_q$ croît très vite avec $\varphi$, que $i_c$ est très voisin de $i_q$. On peut donc, en première approximation, les confondre éventuellement.

TABLEAU IX
Valeur de $i_c(\varphi, \delta')$

| $\varphi$ \ $\delta'$ | 0° | 5° | 10° | 15° | 20° | 25° | 30° | 35° | 40° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10° ...... | 1 | 0,78 | 0,34 | | | | | | |
| 20° ...... | 1 | 0,84 | 0,67 | 0,49 | 0,20 | | | | |
| 30° ...... | 1 | 0,84 | 0,69 | 0,54 | 0,40 | 0,27 | 0,10 | | |
| 40° ...... | 1 | 0,81 | 0,65 | 0,51 | 0,38 | 0,28 | 0,19 | 0,12 | 0,04 |

En définitive, la composante verticale de la capacité portante a pour expression :

$$\boxed{q_{vd} = \gamma D N_q\, i_q + c N_c\, i_c} \; .$$

Les deux coefficients correcteurs $i_q$ et $i_c$ doivent être calculés pour l'obliquité fictive $\delta'$ et non pour l'obliquité réelle $\delta$. Mais précisément cette obliquité $\delta'$ est inconnue puisqu'elle dépend de l'intensité $q_{vd}$.

On peut, toutefois, sans grande difficulté, procéder, par approximations successives. On suppose, par exemple, qu'une semelle filante est soumise, par unité de longueur, à une force $R$ centrée, de composantes verticale et horizontale $V$ et $H$ et on demande la valeur du coefficient de sécurité $F$. La charge de rupture $Q$ aura donc pour composantes :

$$Q_v = FV$$

et

$$Q_h = FH \, .$$

La relation

$$\operatorname{tg} \delta' = \frac{q_d \sin \delta}{q_d \cos \delta + c \cot \varphi}$$



donne en passant des contraintes aux forces :

$$\operatorname{tg} \delta' = \frac{FH}{FV + Bc \cot \varphi}$$

d'autre part

$$FV = B(\gamma D N_q\, i_q + c N_c\, i_c) \, .$$

On adopte d'abord une valeur approchée pour $F$ (1 par exemple, ce qui revient à confondre $R$ et $Q$), on calcule $\delta'$ par la première équation et l'on obtient une meilleure valeur de $F$ grâce à la deuxième ; il suffit de recommencer l'opération une fois, pour avoir une excellente approximation.

L'influence de l'obliquité sur le terme de surface $\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$ pose des problèmes plus complexes qu'on va étudier ci-dessous, à propos des charges excentrées et inclinées.

### 9.3.3 Charges excentrées et inclinées.

On va consacrer maintenant un assez long développement au cas des charges à la fois excentrées et inclinées. On a voulu saisir l'occasion de décrire en détail le comportement cinématique du massif, au moment de la rupture, et de donner quelques indications sur la manière dont on peut aborder, par le calcul, ce genre de problèmes. Le lecteur qui trouverait que le sujet mérite moins de développement — le terme de surface $N_\gamma$ ne revêt pas une telle importance par rapport aux deux autres termes $N_q$ et $N_c$ — pourra sans inconvénient faire abstraction de ce paragraphe.

**Résultats expérimentaux.**

On s'intéressera surtout, au cas d'un milieu pulvérulent, pesant et non surchargé. La meilleure approche du problème semble bien être l'étude en laboratoire sur modèle réduit à deux dimensions. On donnera ci-dessous quelques indications sur les essais très intéressants effectués depuis plusieurs années à la faculté des sciences de Grenoble sous la direction de Biarez.

On rappelle qu'un appareil photographique solidaire, soit de la fondation, soit de la cuve d'essai permet de préciser, d'une part, les zones du massif qui se déplacent comme un corps solide lié à la fondation (il s'agit du coin élastique dont on a déjà parlé) et d'autre part, les zones du massif qui sont intéressées par le mouvement de la fondation.

Avant d'aller plus loin, il convient de régler une question de signe qui ne se posait ni pour une charge verticale excentrée, ni pour une charge centrée mais inclinée. La figure IX-17 montre les quatre cas qui peuvent se produire pour des valeurs absolues données de $E$ et $\delta$.

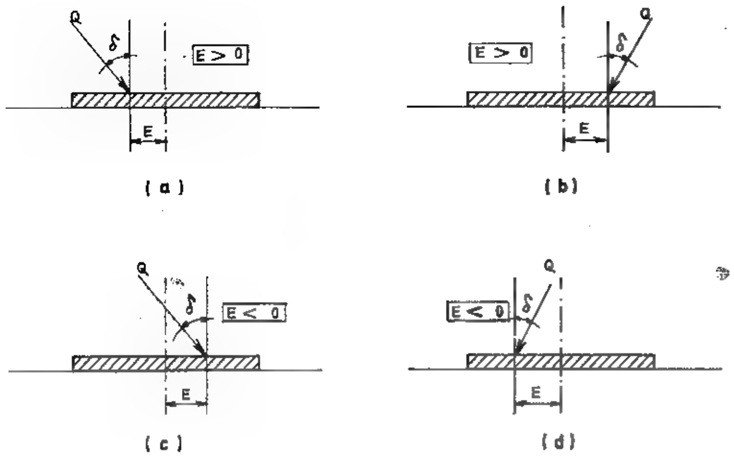



FIG. IX-17. — Charge excentrée et inclinée (conventions de signes).

En fait, les cas (*a*) et (*b*) sont identiques, comme les cas (*c*) et (*d*). On adoptera donc les conventions suivantes :

— l'obliquité $\delta$ sera toujours considérée comme positive (ou ce qui revient au même, on ne dessinera que des figures du type *a* ou *c*),

— l'excentricité $E$ sera positive si la composante horizontale de la force est dirigée vers le centre (cas *a* et *b*), négative dans le cas contraire (cas *c* et *d*).

Les essais mettent en évidence un certain nombre de phénomènes. L'inclinaison de la charge détruit la symétrie des zones en déformation du massif, ainsi que celle du coin rigide, comme on l'a déjà vu dans l'étude de la charge inclinée et centrée. Sous l'influence d'une charge inclinée, il se produit un déplacement horizontal et une rotation. L'excentricité de la charge tend également à faire tourner la fondation autour d'un axe horizontal approximativement situé à mi-distance entre le point d'application de la charge et le bord le plus éloigné de la fondation.

Pour une inclinaison donnée, lorsque l'excentricité varie, on constate que la charge portante $Q$ passe par un maximum pour une certaine valeur $e_M$ non nulle appelée excentricité optimale.

Il semble que dans ce cas, la fondation ne subisse aucune rotation, mais un simple enfoncement accompagné d'un déplacement horizontal vers « l'aval » (Fig. IX-18) c'est-à-dire vers les excentricités négatives. Par contre, lorsque la charge est appliquée « en amont » du point correspondant à l'excentricité optimale $e_M$ ($e > e_M$), la fondation subit une rotation comme on l'a indiqué plus haut, autour d'un axe situé légèrement au-dessus de la base, tandis que lorsque la charge est en « aval » $e_M$ ($e < e_M$) cet axe descend en dessous de la base.



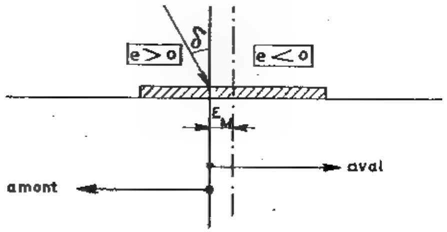



FIG. IX-18. — Excentricité optimale $e_M$ correspondant au maximum de la force portante.

On conçoit facilement que l'excentricité $e_M$ soit positive, en effet, dans ce cas, l'inclinaison et l'excentricité conjuguent leurs effets et font entrer en plasticité, une zone plus importante du massif de fondation que dans le cas où la charge a une excentricité négative, tout en gardant la même obliquité.

On a reproduit sur la figure IX-19 les schémas relevés par Tran-Vo-Nhiem à Grenoble et l'on indique ci-dessous les commentaires qu'il a formulés.

Si $e < e_M$

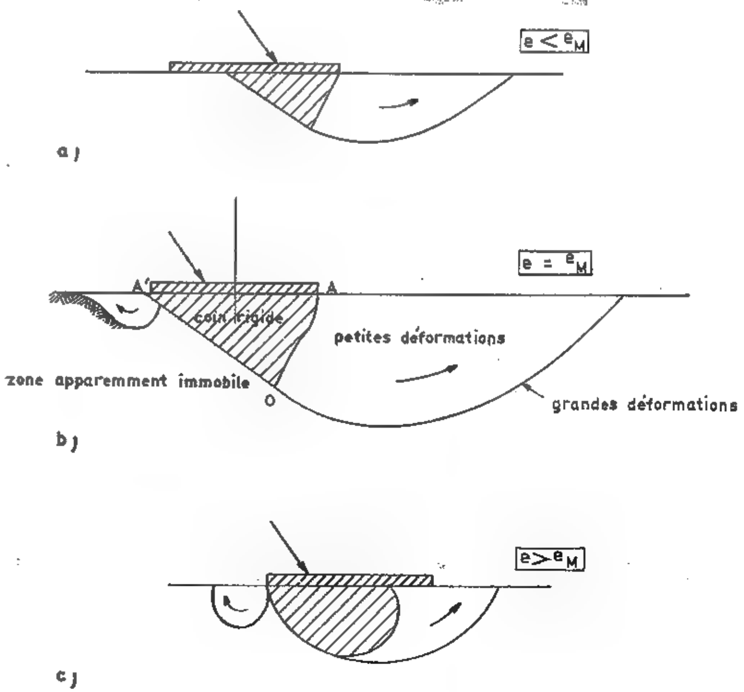



FIG. IX-19. — Schéma de déformation du sol sous charge inclinée.

le coin rigide se rapproche de la forme d'un triangle dissymétrique pointé vers le bas (Fig. IX-19 *a*), le plus petit côté du coin se trouve en aval de la charge.

Si $$e = e_M$$

le coin rigide (Fig. IX-19 *b*) se rapproche beaucoup d'un triangle $AA'O$ qui couvre toute la largeur $AA'$ de la fondation, ce coin en glissant sur son côté $A'O$ refoule le sol en aval vers le haut, on observe aussi une petite zone plastique au voisinage de $A'$.

Si $$e > e_M$$

la forme du coin s'éloigne de plus en plus de celle d'un triangle, elle se rapproche d'un segment de cercle (Fig. IX-19 *c*).

On peut voir, par ailleurs, que le coin est d'autant plus petit que l'excentricité est plus grande en valeur absolue, la base de la fondation se décolle du massif sur une certaine longueur.

D'autre part, lorsque l'inclinaison augmente, le coin devient de plus en plus aplati. Dans ces deux cas, la charge portante de la fondation diminue notablement. On signalera enfin que l'excentricité $e_M$ augmente avec l'obliquité $\delta$.

**Calcul de la force portante ($e = e_M$).**

Il résulte de cette étude cinématique que l'on doit se préoccuper d'abord de la détermination de la force portante $Q$ lorsque l'excentricité $e$ a la valeur $e_M$ correspondant à la force portante maximale pour une obliquité donnée.

Pour exécuter ce calcul, on adoptera la même méthode que celle que l'on a utilisée pour démontrer la formule générale de la capacité portante. On étudie l'équilibre du coin $AOA'$ supposé rigoureusement triangulaire en fonction des angles $\psi$ et $\psi'$ en $A$ et $A'$ (Fig. IX-20) et l'on détermine le couple $\psi$, $\psi'$ pour lequel $Q$ a la valeur minimale à obliquité constante $\delta$, le calcul donne en même temps la valeur correspondante $e_M$ de l'excentricité.

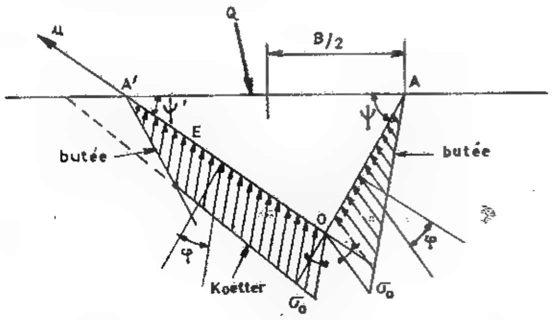



FIG. IX-20. — Charge inclinée d'excentricité optimale. Schéma de calcul du terme en $N_\gamma$ proposé par T. V. Nhiem.



Sans entrer dans le détail de cette recherche de minimum, on indiquera les hypothèses faites sur les répartitions de contraintes le long des côtés $AO$ et $A'O$ du coin. Sur $AO$, comme le suggère la figure IX-19 *b*, on adopte la distribution classique de la butée maximale avec l'obliquité $\varphi$. Sur $A'O$, le problème est plus délicat, $A'O$ est bien une ligne de glissement, mais on ignore le comportement de la zone contiguë qui reste apparemment immobile. Tout au plus peut-on penser à des efforts de butée au voisinage de $A'$. On admettra qu'en $O$, la contrainte sur la facette $OA'$ a même intensité $\sigma_0$ que la contrainte sur la facette $OA$ (équilibre de butée maximale) et on utilisera les équations de Koetter-Massau (cf. § 5.1.2) pour calculer la répartition des contraintes sur $OA'$. On sait que ces équations relient la variation des contraintes critiques le long d'une ligne de glissement, au poids du milieu et à la courbure de la ligne de glissement. Ici cette courbure est nulle et on a simplement

$$\sigma = \sigma_0 - \gamma \sin(\psi' - \varphi) u ,$$

où $u$ est l'asbcisse du point courant sur $OA'$. Cette répartition règne sur $OE$, tandis que sur $EA'$ on retrouve la butée comme on l'a dit plus haut.

Pour présenter les résultats des calculs, on mettra la composante verticale de la force portante sous la forme

$$Q_v = Bq_{vd}$$

avec

$$\boxed{q_{vd} = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma\, i_\gamma(\varphi, \delta)}$$

en faisant ainsi apparaître *un nouveau coefficient correcteur* $i_\gamma$ par rapport au facteur de capacité portante $N_\gamma$ des charges verticales centrées.

Le tableau X donne la variation de ce coefficient et le tableau XI précise les valeurs correspondantes de l'excentricité $e_M$.

TABLEAU X

Valeurs du coefficient réducteur $i_\gamma(\varphi, \delta)$ pour le terme en $N_\gamma$ (d'après T. V. Nhiem)

| $\varphi$ \ $\delta$ | 0 | 5° | 10° | 15° | 20° | 25° | 30° | 35° | 40° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10 ....... | 1 | 0,78 | 0,31 | | | | | | |
| 20 ....... | 1 | 0,85 | 0,58 | 0,25 | 0,08 | | | | |
| 30 ....... | 1 | 0,80 | 0,56 | 0,35 | 0,19 | 0,07 | 0,02 | | |
| 40 ....... | 1 | 0,75 | 0,53 | 0,35 | 0,21 | 0,12 | 0,06 | 0,02 | 0 |

TABLEAU XI

Excentricité optimale $e_M$ pour le terme en $N_\gamma$

| $\varphi$ \ $\delta$ | 0 | 5° | 10° | 15° | 20° | 25° | 30° | 35° | 40° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10.. | 0 | 0 | 0,115 | | | | | | |
| 20.. | 0 | 0 | 0 | 0,012 | 0,150 | | | | |
| 30.. | 0 | 0,005 | 0,010 | 0,012 | 0,019 | 0,039 | 0,163 | | |
| 40.. | 0 | 0,013 | 0,020 | 0,023 | 0,025 | 0,027 | 0,032 | 0,055 | 0,167 |

**Calcul de la force portante ($e \neq e_M$).**

Lorsque l'excentricité réelle de la charge diffère de $e_M$, les schémas de la figure IX-19 montrent qu'il convient d'appliquer un nouveau coefficient de réduction puisque le coin rigide ne s'étend pas sous toute la largeur $B$ de la fondation. On admettra que la largeur $B''$ intéressée par le coin est alors telle que la charge appliquée a, par rapport à cette largeur réduite, une excentricité optimale $e_M$ ; autrement dit, la charge réelle et le coin de largeur réduite forment une figure homothétique à celle que constituent la charge portante maximale et le coin de largeur $B$, on trouve :

$$\frac{B''}{B} = \frac{1 \pm 2\,e}{1 \pm 2\,e_M}.$$

Dans cette formule $e$ est toujours un nombre algébrique. Le signe + correspond au cas où $e < e_M$ et le signe − au cas où $e > e_M$.

Sur une largeur réduite $B''$ la charge portante est :

$$Q_v = \frac{1}{2}\gamma(B'')^2 N_\gamma i_\gamma = \frac{1}{2}\gamma B^2 N_\gamma i_\gamma \left(\frac{B''}{B}\right)^2 .$$

On a fait ainsi apparaître le coefficient correcteur

$$\left(\frac{1 \pm 2\,e}{1 \pm 2\,e_M}\right)^2 \quad \text{pour le terme en } N_\gamma$$

qui remplace le coefficient $(1 - 2\,e)^2$ que l'on avait trouvé pour les charges verticales excentrées. Mais dans ce dernier cas $\delta = 0$ et $e_M = 0$, les deux formules coïncident bien.

Pour les termes de profondeur et de cohésion, on montre que l'excentricité $e_M$ est également nulle ; le coefficient correcteur dû à l'excentricité est donc identique à celui des charges verticales excentrées, soit

$$(1 - 2\,|\,e\,|) \qquad \text{pour les termes en } N_q \text{ et } N_c .$$



On est en mesure maintenant de donner l'expression la plus générale de la force portante d'une semelle filante reposant sur un matériau cohérent et doué de frottement interne, soumise à une ligne de charge d'obliquité réelle $\delta$ et d'excentricité $e$. On écrira :

$$Q_v = Bq_{vd}$$

avec

$$q_{vd} = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma\, i_\gamma(\varphi, \delta')\left(\frac{1 \pm 2\,e}{1 \pm 2\,e_M}\right)^2 +$$
$$+ \gamma D N_q\, i_q(\varphi, \delta')\,(1 - 2\,|\,e\,|) + c N_c\, i_c(\varphi, \delta')\,(1 - 2\,|\,e\,|) .$$

Cette formule, en particulier, donne la solution correcte du problème de la portance du sol de fondation sous un mur de soutènement.

On peut simplifier la formule, en confondant les largeurs réduites $B'$ et $B''$, soit :

$$Q_v = B'(\tfrac{1}{2}\,\gamma\, B'\, N_\gamma\, i_\gamma) + B'(\gamma D N_q\, i_q + c N_c\, i_c) .$$

ce qui revient à admettre que $e_M = 0$ pour le terme en $N_\gamma$.

Le lecteur aura peut-être trouvé un peu long ce développement sur les charges excentrées et inclinées, il a semblé cependant utile de faire le point de manière précise sur ce genre de problème qui se pose peut-être rarement dans les projets de bâtiments, mais que l'on rencontre beaucoup plus fréquemment dans le calcul des ouvrages de travaux publics.

### 9.3.4 Fondations sur talus.

Il arrive qu'on ne puisse établir les fondations sur un terrain suffisamment plat et que l'on soit obligé de fonder

- dans la pente d'un talus (Fig. IX-21 *a*, fondation d'un viaduc),
- sur une risberme (Fig. IX-21 *b*),
- au sommet d'un talus (Fig. IX-21 *c*, culée d'un pont).

Dans tous ces cas, la force portante de la fondation est plus faible que celle que l'on aurait constatée avec un terrain horizontal.

En effet, lors de la rupture, le coin rigide qui se forme sous la fondation ne trouve pas du côté aval (à gauche, sur les figures IX-21) toute la butée que peut

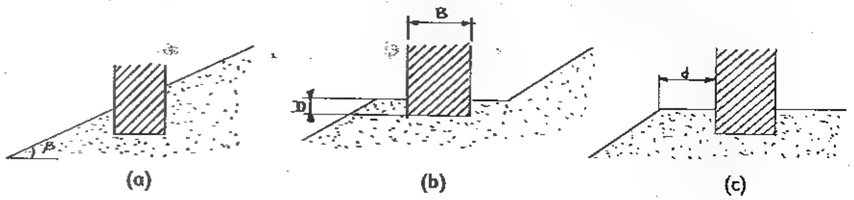



FIG. IX-21. — Fondation sur un terrain en pente.

développer un massif horizontal et ce n'est pas l'augmentation éventuelle de la butée en amont (pour les figures IX-21 *a* et *b*) qui est susceptible d'avoir une influence notable. Le massif de fondation se rompt dans sa partie la plus faible. Meyerhof a tenté d'évaluer cette perte de résistance et a proposé, pour la force portante, une formule générale dérivée de la formule classique :

$$Q = B\left(\frac{1}{2}\,\gamma B N_{\gamma q} + c N_{cq}\right)$$

qui fait intervenir deux facteurs mixtes de capacité portante $N_{\gamma q}$ et $N_{cq}$. Ces deux facteurs dépendent de $\varphi$, de l'angle $\beta$ du talus, des rapports $\frac{D}{B}$ et $\frac{d}{B}$ ($d$ est la distance du bord de la fondation à l'arête du talus) et aussi de $\frac{c}{\gamma}$.

Pour les besoins de la pratique, Meyerhof a donné des abaques permettant le calcul de $N_{\gamma q}$ et $N_{cq}$.

On constate que tout se passe comme si le terrain de fondation était horizontal dès que $\frac{d}{B}$ dépasse une certaine valeur limite fonction croissante de $\varphi$

(de l'ordre de 1,5 pour $\varphi = 25°$,
de 2 pour $\varphi = 30°$
et de 5 pour $\varphi = 40°$).

On peut reprendre de façon classique l'étude complète de ce problème, en utilisant les mêmes méthodes que dans les paragraphes précédents ce qui a été fait par T. V. Nhiem à l'Université de Grenoble. Comme on l'a remarqué ci-dessus, la fondation périt par l'aval. On suppose en première approximation que le coin sous la fondation est symétrique, il suffira donc d'étudier sa moitié aval.

Cette hypothèse revient à remplacer le profil réel du talus $xCC'y$ par le profil fictif symétrique $xCC'x'$ (Fig. IX-22).

On voit que cette approximation est dans le sens de la sécurité. Pour étudier l'équilibre du coin, on fera toujours les deux mêmes hypothèses simplificatrices :

la couche de terre d'épaisseur $D$ est assimilée à une surcharge verticale d'intensité $\gamma D \cos\beta$,

pour calculer les butées sur les faces du coin, on applique le principe de la superposition des états d'équilibre (milieu pulvérulent et non surchargé associé à un milieu cohérent non pesant et surchargé).

On aboutit donc obligatoirement à une relation telle que :

$$Q = B\left(\frac{1}{2}\,\gamma B N_\gamma j_\gamma + \gamma D \cos\beta\, N_q j_q + c N_c j_c\right)$$

dans laquelle on a introduit les nouveaux coefficients correcteurs $j_\gamma$, $j_q$ et $j_c$ pour tenir compte de la réduction de la force portante due à la pente.



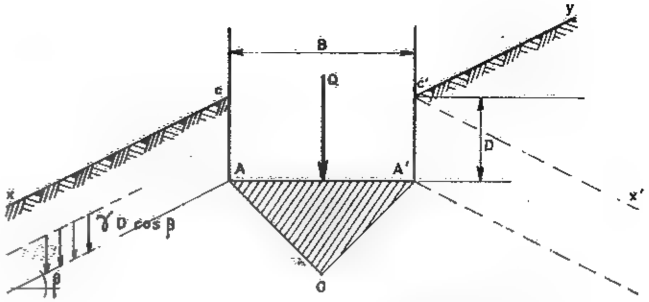



FIG. IX-22. — Calcul de la capacité portante dans le cas d'une fondation sur terrain en pente.

On notera que la surcharge qui est supposée s'exercer à la profondeur $D$ sur la plan incliné, parallèle à la surface libre du talus, est égale à $\gamma D \cos\beta$ et non à $\gamma D$ comme dans le cas du sol horizontal.

Le calcul de $j_q$ et de $j_c$ ne présente aucune difficulté théorique, il suffit d'appliquer la théorie de l'équilibre du milieu non pesant. On prendra $\psi = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$, angle pour lequel le coin est en équilibre de Rankine et pour lequel aussi, les facteurs de capacité portante ont leur valeur la plus faible.

Le calcul de $j_\gamma$ est plus laborieux, il nécessite le calcul préalable des cofficients de butée correspondant au cas du sol en pente, que seule une machine aussi puissante qu'un ordinateur permet de mener à bien. On fera varier l'angle $\psi$

TABLEAU XII

Fondation sur sol cohérent ou non, en pente
Valeurs du coefficient correcteur $j_\gamma$ pour le terme $N_\gamma$
(d'après T. V. Nhiem)

| $\beta$ \ $\varphi$ | 25° | 30° | 35° | 40° | 45° |
|---|---|---|---|---|---|
| 0° | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 5° | 0,79 | 0,78 | 0,79 | 0,77 | 0,76 |
| 10° | 0,63 | 0,62 | 0,62 | 0,58 | 0,56 |
| 15° | 0,50 | 0,49 | 0,47 | 0,43 | 0,42 |
| 20° | 0,39 | 0,37 | 0,36 | 0,32 | 0,30 |
| 25° | 0,20 | 0,26 | 0,25 | 0,23 | 0,21 |
| 30° | 0 | 0,13 | 0,17 | 0,16 | 0,15 |
| 35° | 0 | 0 | 0,09 | 0,10 | 0,10 |
| 40° | 0 | 0 | 0 | 0,05 | 0,06 |
| 45° | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,03 |

pour rechercher la valeur minimale de ce facteur, l'expérience montre que l'angle $\psi$ correspondant est de l'ordre de 1,2 $\varphi$.

Les tableaux XII, XIII et XIV donnent les valeurs numériques de ces facteurs. On insistera sur le fait que la force portante, ainsi calculée, est doublement sous-évaluée, d'une part, parce que le schéma de la figure IX-22 tient compte du talus fictif $C' x'$ et non du talus réel $C' y$, et d'autre part, parce qu'on a fait le calcul dans l'hypothèse $d = 0$ d'une fondation située au bord même du talus. On pourra tenir compte de cette remarque lorsqu'on devra, dans un cas particulier, faire le choix d'un coefficient de sécurité.

TABLEAU XIII

Fondation sur sol non cohérent, en pente
Valeurs du coefficient correcteur $j_q$ pour le terme $N_q$

| $\beta$ \ $\varphi$ | 25° | 30° | 35° | 40° | 45° |
|---|---|---|---|---|---|
| 0° .......... | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 5° .......... | 0,86 | 0,85 | 0,84 | 0,82 | 0,80 |
| 10° .......... | 0,73 | 0,71 | 0,69 | 0,67 | 0,64 |
| 15° .......... | 0,59 | 0,58 | 0,56 | 0,53 | 0,50 |
| 20° .......... | 0,45 | 0,46 | 0,44 | 0,42 | 0,39 |
| 25° .......... | 0,25 | 0,34 | 0,34 | 0,32 | 0,29 |
| 30° .......... | 0 | 0,17 | 0,24 | 0,23 | 0,21 |
| 35° .......... | 0 | 0 | 0,11 | 0,16 | 0,15 |
| 40° .......... | 0 | 0 | 0 | 0,07 | 0,10 |
| 45° .......... | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,04 |

TABLEAU XIV

Fondation superficielle sur sol cohérent en pente
Valeurs du coefficient correcteur $j_c$ pour le terme $N_c$

| $\beta$ \ $\varphi$ | 10° | 15° | 20° | 25° | 30° | 35° | 40° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 5 | 0,95 | 0,94 | 0,93 | 0,91 | 0,90 | 0,88 | 0,86 |
| 10 | 0,90 | 0,88 | 0,86 | 0,83 | 0,80 | 0,77 | 0,74 |
| 15 | 0,85 | 0,82 | 0,79 | 0,76 | 0,72 | 0,68 | 0,64 |
| 20 | 0,80 | 0,77 | 0,73 | 0,69 | 0,65 | 0,60 | 0,55 |
| 25 | 0,76 | 0,72 | 0,68 | 0,63 | 0,58 | 0,53 | 0,47 |
| 30 | 0,72 | 0,67 | 0,62 | 0,57 | 0,52 | 0,46 | 0,40 |
| 35 | 0,67 | 0,62 | 0,57 | 0,52 | 0,46 | 0,41 | 0,35 |
| 40 | 0,63 | 0,58 | 0,53 | 0,47 | 0,41 | 0,35 | 0,30 |
| 45 | 0,59 | 0,54 | 0,48 | 0,43 | 0,37 | 0,31 | 0,25 |



### 9.3.5 Fondations à base oblique.

Lorsque la fondation chargée normalement est inclinée (Fig. XI-23), le sol étant horizontal, on observe, comme dans les deux cas précédents, que la rupture du sol se produit essentiellement du côté vers lequel la charge est orientée. De ce fait, la force portante diminue lorsque l'inclinaison $\omega$ de la base augmente, mais cet effet est moins important que celui dû à l'inclinaison $\delta$ de la charge.

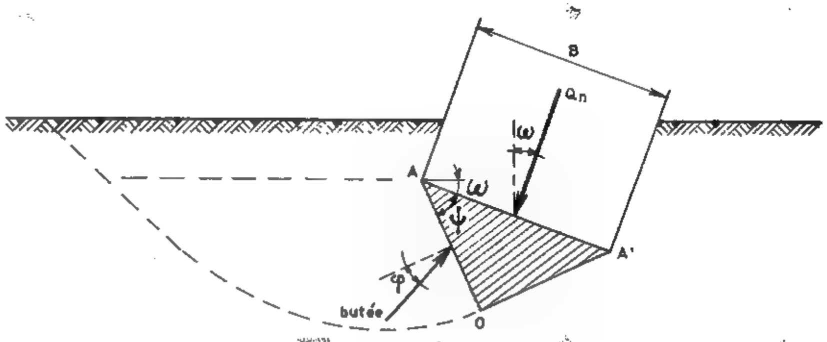



FIG. IX-23. — Fondation à base oblique chargée normalement.

TABLEAU XV

Fondation oblique. Valeurs des coefficients correcteurs $l_\gamma$, $l_q$ et $l_c$
(d'après T. V. Nhiem)

| $\omega$ | $\varphi$ | 10° | 20° | 25° | 30° | 35° | 40° |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 10° | $l_\gamma$ = | 1 | 0,89 | 0,80 | 0,76 | 0,73 | 0,68 |
| | $l_q$ = | 0,94 | 0,88 | 0,85 | 0,82 | 0,78 | 0,74 |
| | $l_c$ = | 0,90 | 0,86 | 0,83 | 0,80 | 0,77 | 0,74 |
| 20° | $l_\gamma$ = | 1 | 0,85 | 0,69 | 0,61 | 0,54 | 0,45 |
| | $l_q$ = | 0,88 | 0,77 | 0,72 | 0,67 | 0,61 | 0,56 |
| | $l_c$ = | 0,80 | 0,73 | 0,69 | 0,65 | 0,60 | 0,55 |
| 30° | $l_\gamma$ = | 1 | 0,79 | 0,59 | 0,49 | 0,40 | 0,31 |
| | $l_q$ = | 0,83 | 0,68 | 0,61 | 0,54 | 0,48 | 0,41 |
| | $l_c$ = | 0,71 | 0,62 | 0,57 | 0,52 | 0,46 | 0,40 |
| 40° | $l_\gamma$ = | 0,94 | 0,72 | 0,50 | 0,38 | 0,30 | 0,21 |
| | $l_q$ = | 0,78 | 0,60 | 0,52 | 0,45 | 0,37 | 0,31 |
| | $l_c$ = | 0,63 | 0,53 | 0,47 | 0,41 | 0,35 | 0,30 |

On introduit donc les coefficients réducteurs $l_\gamma$, $l_q$ et $l_c$ qui dépendent de $\varphi$ et de $\omega$, la charge portante prend alors la forme :

$$Q_n = B(\tfrac{1}{2}\,\gamma B N_\gamma\, l_\gamma + \gamma D N_q\, l_q + c N_c\, l_c)\,.$$

Le calcul de ces coefficients peut se faire comme précédemment avec l'hypothèse d'un coin de sol (symétrique ou non) solidaire de la fondation et en butée sur $OA$ (Fig. IX-23).

Le tableau XV donne les valeurs de ces coefficients correcteurs qui correspondent au minimum de la force portante en fonction de l'angle $\varphi$.

### 9.3.6 Cas général.

Les effets cumulés de l'inclinaison $\delta$ et de l'excentricité $e$ de la charge, de l'inclinaison $\omega$ de la base et de la pente du talus $\beta$ peuvent, en première approximation, être calculés par superposition des cas plus simples étudiés ci-dessus.

La force portante dans le cas le plus général d'une fondation à base oblique, établie sur un sol en pente et soumise à une charge inclinée et excentrée, peut donc s'exprimer par la formule approchée :

$$Q_n = B'\,[\tfrac{1}{2}\,\gamma B'\, N_\gamma\, i_\gamma\, j_\gamma\, l_\gamma + \gamma D \cos\beta N_q\, i_q\, j_q\, l_q + c N_c\, i_c\, j_c\, l_c]$$

avec :

- $Q_n$ composante normale de la force portante,
- $B'$ largeur effective, $B' = B - 2\,|\,E\,| = B(1 - 2\,|\,e\,|)$,
- $i$ coefficients correcteurs dus à l'inclinaison $\delta$ de la charge (cf. Tableaux VIII, IX et X),
- $j$ coefficients correcteurs dus à la pente $\beta$ du talus (cf. Tableaux XII, XIII et XIV),
- $l$ coefficients correcteurs dus à l'inclinaison $\omega$ de la base (cf. Tableau XV).

Ce cas général se rencontre par exemple pour la fondation inclinée ou à redans d'un mur de quai reposant sur le bord d'une souille (Fig. IX-24).

On notera dans cet exemple qu'une base oblique permet de diminuer considérablement l'obliquité $\delta$ de la charge et par conséquent d'utiliser, au mieux de l'économie du projet, deux effets qui jouent normalement en sens contraire.

Ce cas général pose le problème de la stabilité des fondations soumises à un moment de renversement. C'est par exemple la situation des fondations de pylônes de lignes électriques aériennes ou de téléphériques, on a noté le même phénomène pour les rideaux de palplanches sollicités par des forces horizontales et pour les murs de soutènement (cf. § 6.3.1).

Différentes méthodes de calcul ont été proposées. Tout récemment l'Institut de Mécanique de Grenoble, en liaison avec Electricité de France, a réalisé un certain nombre d'expériences in situ en vraie grandeur ou sur modèle réduit de dimension respectable. Les contraintes à l'interface, les déplacements, les forces horizontales ont été mesurés avec beaucoup de soin.



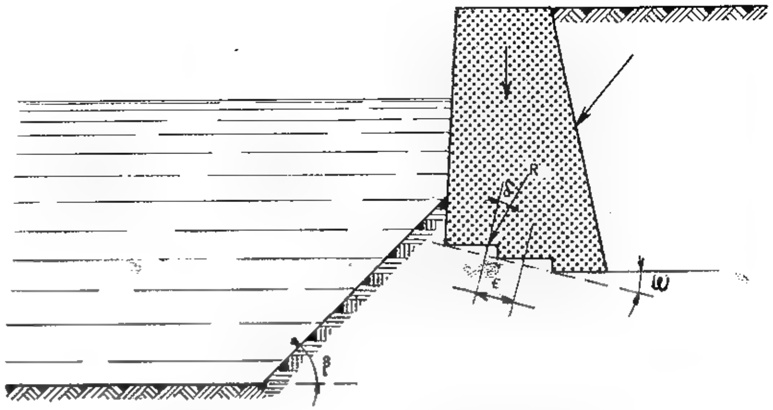


FIG. IX-24. — Exemple de fondation à base oblique établie sur sol en pente et soumise à une charge inclinée et excentrée.

L'analyse des résultats confirme en particulier l'existence d'un centre instantané de rotation de la fondation situé à mi-hauteur et dans le quart avant. L'Institut de Mécanique de Grenoble a développé à partir de là une méthode de calcul qui serre d'assez près les résultats expérimentaux.

### 9.3.7 Fondations en milieu stratifié.

On a supposé jusqu'à maintenant que le terrain de fondation était homogène tout au moins jusqu'à une profondeur suffisante. On indiquera dans le paragraphe 9.5.2 l'importance pratique de cette hypothèse, en introduisant la notion de profondeur caractéristique. Mais il est bien rare que dans la nature, les massifs de fondation soient réellement homogènes.

Si les propriétés du milieu varient de façon aléatoire mais dans un intervalle limité (de l'ordre de 50 %), on pourra calculer la force portante en utilisant des valeurs pondérées des caractéristiques géotechniques. Si l'intervalle de variation est plus important, il conviendra d'être prudent et de se tenir plutôt en dessous de la moyenne. Il est impossible de donner des règles plus précises et dans ce domaine l'expérience de l'ingénieur jouera un grand rôle.

Il est, toutefois, un cas qu'il convient d'examiner avec la plus grande attention, c'est celui de la présence d'une couche très compressible au sein d'un massif de graviers et de sable de bonne qualité, ou ce qui revient au même, le cas, classique en travaux maritimes, d'une couche d'argile ou de vase que l'on a draguée à sa partie supérieure et remplacée par un remblai sableux pour améliorer la portance de l'ensemble.

Certains accidents retentissants ont fait poser la question de la charge portante d'un tel ensemble. Il apparaît que la couche résistante (lorsqu'elle n'est

pas assez épaisse) peut se rompre le long de plans quasi verticaux et poinçonner la couche molle située en dessous. On ne constate donc pas d'effet de répartition horizontale des charges à travers la couche dure comme on pouvait l'espérer.

Pour étudier ce phénomène, des essais de charge sur modèle réduit ont été effectués à Paris par Tcheng. L'étude a été faite dans une cuve à faces transparentes remplie à la base de graisse consistante, surmontée d'une couche de sable d'épaisseur $h$. Cette graisse avait, suivant son origine, une cohésion variant de 1 à 2 kPa. Tcheng a utilisé tout d'abord, du sable de Fontainebleau, puis du sable de Seine tamisé et enfin, des microbilles de verre. La charge était appliquée en surface sur un élément figurant la partie courante d'une semelle filante, au moyen d'une presse à vis, munie d'un anneau dynamométrique susceptible de mesurer les efforts. Plusieurs séries de mesures ont été réalisées en faisant varier les épaisseurs relatives de sable et de graisse, ainsi que l'épaisseur de la boîte entre les faces parallèles vitrées (pour examiner l'incidence éventuelle de l'effet de paroi).

On peut tirer de ces expériences les conclusions suivantes :

— sur la graisse seule, on vérifie bien la valeur $N_c = (2 + \pi)$ du facteur de capacité portante $N_c$ pour $\varphi = 0$,

— lorsque le rapport de l'épaisseur de la couche résistante supérieure à la largeur de la fondation $\frac{h}{B}$ est inférieur à 1,5 l'ensemble des deux couches se comporte comme un corps cohérent de cohésion améliorée. Dans ce cas, la couche de sable est poinçonnée et le sable pénètre dans la graisse à la manière d'un coin refoulant les matériaux de part et d'autre de la charge,

— lorsque $\frac{h}{B} > 3{,}5$, l'ensemble des deux couches équivaut à une couche unique homogène de portance sensiblement égale à celle de la couche supérieure,

— lorsque $1{,}5 < \frac{h}{B} < 3{,}5$ les propriétés du bi-couche évoluent entre les deux comportements évoqués ci-dessus, il n'est pas possible de donner de règle générale.

En pratique, on pourra ne pas tenir compte de la couche compressible lorsque $\frac{h}{B}$ sera supérieur à 3,5. Pour les valeurs intermédiaires de ce rapport (entre 3,5 et 1,5), on pourra calculer la force portante à la partie supérieure de la couche molle et la comparer aux surcharges produites à ce niveau, par la fondation ; pour déterminer l'intensité de ces surcharges on utilisera les formules de Boussinesq rappelées dans le chapitre III.

Lorsque le rapport $\frac{h}{B}$ sera inférieur à 1,5, il conviendra d'être extrêmement prudent. La présence de la couche résistante améliore très peu la force portante de l'ensemble. On calculera la fondation comme si elle reposait directement à



la surface de la couche molle. On peut, toutefois, considérer que la couche résistante permet une certaine répartition des charges et qu'on peut prendre en compte, au niveau de la couche molle, une largeur légèrement supérieure à $B$,

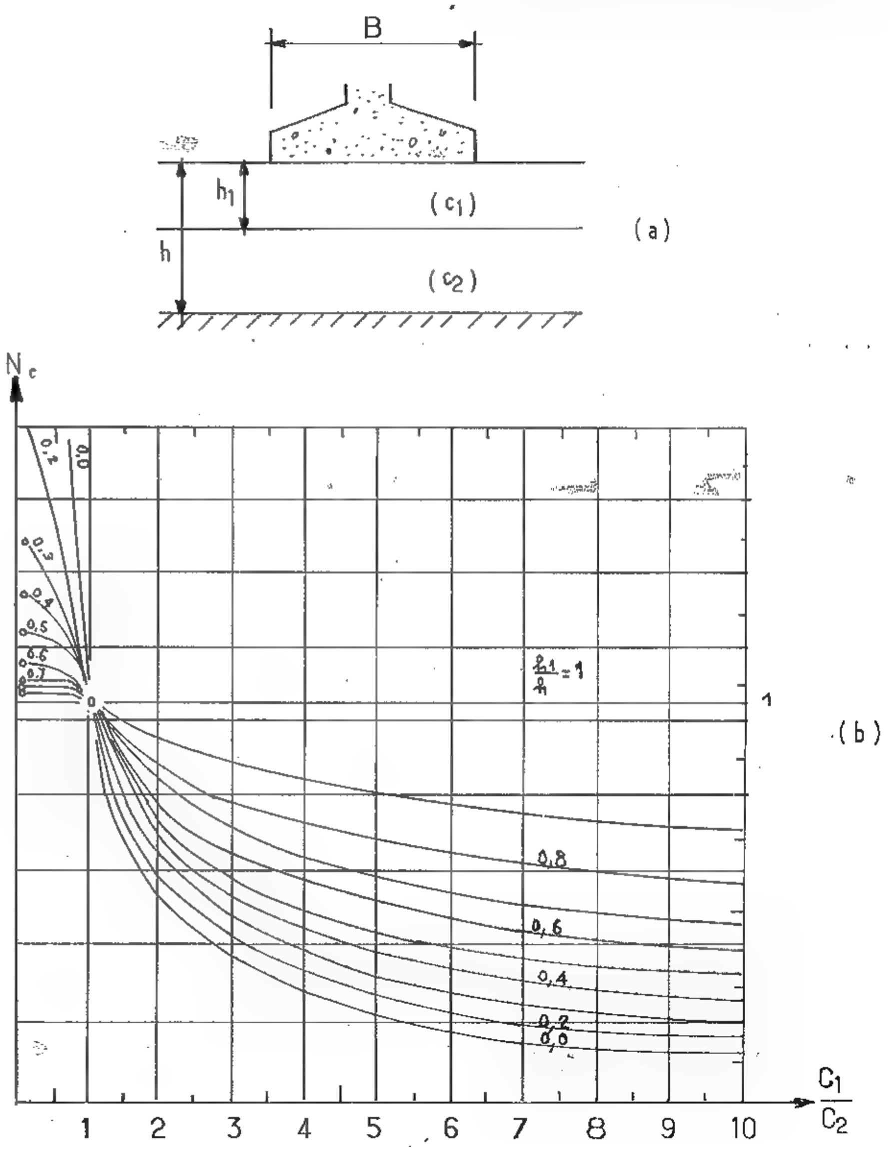



FIG. IX-25. — Abaque $N_c\left(\frac{c_1}{c_2}, \frac{h_1}{h}\right)$ pour $\frac{h}{B} = 0{,}50$ (d'après Bottero).

tout au moins lorsque $\frac{h}{B}$ est voisin de 1,5. Pour cette dernière valeur, on adoptera une répartition des charges à 2/1 au travers de la couche résistante, ce qui donne des résultats analogues à ceux des formules de Boussinesq.

Pour les valeurs inférieures de $\frac{h}{B}$, il faut choisir des répartitions moins favorables encore, on suggère de prendre une largeur

$$B\left[1 + \frac{2}{3}\left(\frac{h}{B}\right)^2\right].$$

L'intérêt de cette formule est de pénaliser les petites valeurs de $\frac{h}{B}$ et de donner pour $\frac{h}{B} = 1{,}5$ le même résultat que la répartition des charges à 2/1. Quoi qu'il en soit, on notera combien dangereuse est une pratique, encore courante à l'heure actuelle, de considérer que la couche résistante assure toujours une répartition des charges à 45° !

Le développement actuel des techniques numériques de l'analyse limite en mécanique des milieux continus est venu faciliter les recherches dans ce domaine très complexe de la force portante des semelles reposant sur des milieux stratifiés.

Récemment, Bottero a développé de cette manière des calculs à la rupture en hypothèse de comportement rigide-plastique et mesuré en particulier l'écart des résultats obtenus avec ceux des approches statique et cinématique plus traditionnelles.

Il a procédé ainsi à une analyse très complète de la capacité portante d'une fondation reposant sur un sol cohérent non homogène constitué de trois matériaux distincts superposés.

Cette étude lui a permis de tracer un certain nombre d'abaques pratiques qui mettent en évidence l'influence de l'hétérogénéité du terrain de fondation (Bottero, 1981).

La figure IX-25 donne un exemple d'abaque concernant le coefficient $N_c$ dans le cas d'un bicouche cohérent sur substratum indéformable lorsque l'épaisseur de la couche compressible est égale à la moitié de la largeur de la semelle ($h/B = 0{,}5$).

## 9.4 RÉPARTITION DES CONTRAINTES SOUS LES FONDATIONS.

### 9.4.1 Pression de contact.

**Importance et calcul de la pression de contact.**

La capacité portante $q_d$ qu'on a introduite jusqu'à maintenant a bien la dimension d'une contrainte, mais ce n'est qu'une représentation commode de la charge totale que la fondation peut supporter. Elle n'a que valeur de moyenne.



La face inférieure de la fondation applique sur le sol une distribution de contraintes qui bien souvent n'est pas uniforme. On appelle *pression de contact* cette contrainte réelle que la fondation exerce sur le sol. La connaissance de la pression de contact est indispensable si l'on veut pouvoir calculer les efforts dans la fondation et évaluer les tassements du terrain et ceux de la construction.

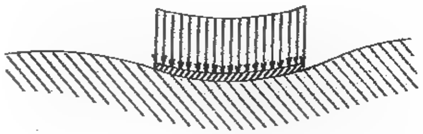
Mais il ne faut pas se dissimuler que la détermination de la pression de contact est une opération difficile. Divers auteurs ont mis au point des méthodes pour résoudre ce problème, on indiquera en particulier celle de de Beer. Malgré l'existence de tables numériques, son application nécessite toutefois des calculs pénibles. A l'heure actuelle, ces méthodes sont relativement peu employées, mais l'introduction du calcul automatique changera la situation du tout au tout.

En pratique, on admet généralement que la pression de contact est distribuée uniformément sous les semelles de fondation. Cette hypothèse simplificatrice rend très aisé le calcul des efforts dans la fondation ainsi que celui des tassements. Semelles et radiers peuvent ainsi être considérés comme des poutres ou des planchers travaillant à l'envers. Pour toutes les constructions de faible ou de moyenne importance, cette manière de faire est justifiée. Dans le cas des sables, ce mode de calcul donne sûrement des résultats du côté de la sécurité ; il peut ne pas en être de même pour les milieux cohérents, mais comme on applique des coefficients de sécurité (la pression admissible remplace la capacité portante) il n'y a en fait aucun danger.

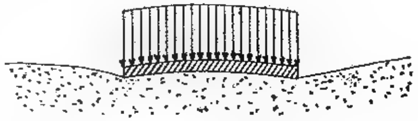
On peut aussi utiliser une méthode due à Westergaard qui introduit une notion nouvelle : le coefficient de raideur (cf. § 3.3.1). Il s'agit là, on l'a dit, d'une schématisation radicale des propriétés du sol. Tout en admettant que cette méthode puisse quelquefois rendre des services, Terzaghi estime néanmoins que son emploi est très délicat et rarement utile. En tout état de cause, il refuse de donner le nom de pression de contact à la contrainte calculée de cette manière et il propose de l'appeler réaction du sol pour bien mettre en évidence qu'elle a peu de rapport avec la pression de contact réelle. On dira néanmoins quelques mots de la méthode de Westergaard.

**Détermination expérimentale de la pression de contact.**

Lorsqu'on exerce sur une plaque circulaire, posée sur le sol, une pression uniforme, quelle est la répartition de la pression de contact ?



*a*) argile



*b*) sable

FIG. IX-26. — Déformation d'une fondation souple sous une charge de densité uniforme.

Si la plaque est très souple et peut suivre toutes les déformations du terrain, la pression de contact sera distribuée uniformément, mais le tassement sera inégalement réparti (Fig. IX-26).

Si la plaque est infiniment rigide le tassement sera uniforme, mais il n'en sera pas de même pour la pression de contact. Dans le cas d'un sol idéal parfaitement élastique Boussinesq a déterminé la répartition théorique de cette pression (Fig. IX-27). Au centre de la plaque la pression de contact est égale à la moitié de la pression moyenne

$$\sigma = \frac{Q}{\pi R^2}$$

puis elle croît lentement, et vers les bords, elle tend vers l'infini.

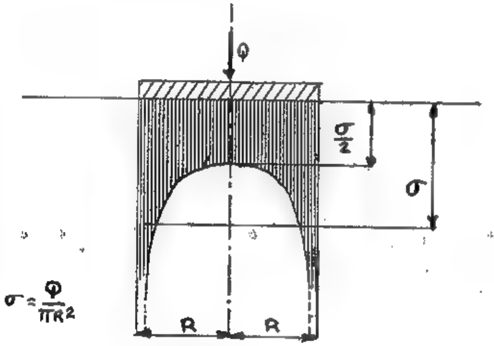
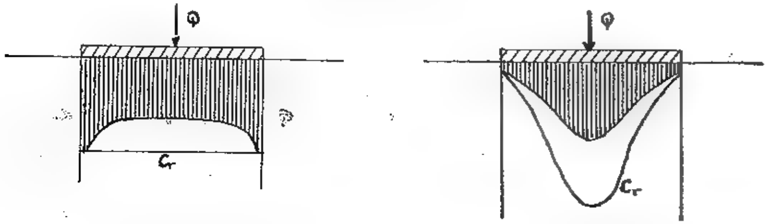



FIG. IX-27. — Distribution théorique des contraintes sous une plaque rigide.

Bien entendu, pour les sols réels, il ne peut en être ainsi, on observe des répartitions d'allure différente suivant que le sol est cohérent (Fig. IX-28 *a*) ou pulvérulent (Fig. IX-28 *b*). Dans un milieu cohérent, la répartition est très voisine de la répartition théorique ; sur le bord de la plaque, en effet, bien que le terrain ne soit pas chargé, il peut supporter des contraintes élevées par suite de sa cohésion. Des zones plastiques se forment sur le bord de la plaque pour permettre l'ajustement de la répartition théorique et limiter la contrainte à la valeur maximale correspondant à l'apparition de l'équilibre limite (Fig. IX-4 *a*).




a) milieu cohérent b) milieu pulvérulent

FIG. IX-28. — Pression de contact.



Dans le cas des milieux pulvérulents, la situation est tout autre. Sur le bord de la plaque, la pression de contact est forcément très faible puisque la contrainte sur une facette verticale est pratiquement nulle et que la résistance au cisaillement est due au seul frottement interne. On observe donc la répartition indiquée sur la figure IX-28 *b*, ce qui indique en passant que le comportement du matériau n'a rien d'élastique.

Lorsqu'on fait croître la charge appliquée jusqu'à ce que la totalité du sol situé sous la plaque passe à l'état d'équilibre plastique, on voit se déformer les courbes de répartition ci-dessus, elles prennent finalement l'aspect des courbes $C_r$ de la figure IX-28.

On signalera aussi que les russes, Zaretsky et Tsytovich, ont établi des équations générales qui permettent de calculer la répartition de la pression de contact sous une semelle infiniment rigide, de forme quelconque, soumise à une charge, qui peut éventuellement évoluer dans le temps, et fondée sur un terrain dont la loi de déformabilité est non linéaire et varie avec la profondeur.

Les résultats qui précèdent sont corroborés par de très nombreuses expériences de laboratoire. On citera en particulier les essais très complets effectués par les allemands Leussink et Schweikert qui utilisent des semelles carrées de 1 m de côté. Des capteurs de contrainte noyés sous la base de fondation permettent la mesure de la pression de contact.

On vient d'étudier rapidement l'allure de la répartition de la pression de contact sous une plaque très souple et sous une plaque infiniment rigide. Dans la réalité, la fondation est plus ou moins flexible et on se trouve dans un cas intermédiaire : la distribution de la pression de contact n'est pas uniforme, mais elle n'a pas non plus une allure aussi marquée que dans le cas d'une fondation très rigide. La répartition observée s'adapte à la fois aux caractéristiques de la fondation et du terrain pour que les déformations verticales de l'une soient identiques aux tassements de l'autre. *C'est cette interaction du sol et de la fondation qui rend l'étude de la pression de contact si difficile.*

C'est la raison pour laquelle on adopte ordinairement une répartition uniforme pour la pression de contact. On échappe ainsi à la difficulté signalée ci-dessus. Toutefois dans le cas des très grands immeubles, et en particulier pour ceux qui reposent sur un sol assez compressible par l'intermédiaire d'un radier relativement rigide, il peut être indispensable de tenter une évaluation même grossière de la répartition de la pression de contact.

### 9.4.2 Théorie de Westergaard et coefficient de raideur.

#### Mise en équation de la théorie.

La détermination de la pression de contact n'est pas chose aisée, on vient de le voir. Aussi certains auteurs ont-ils cherché à introduire une hypothèse complémentaire pour rendre la question plus facile. Il faut bien noter que ces hypothèses ne peuvent être pleinement cohérentes avec l'ensemble des données

du problème et que par conséquent elles introduisent des simplifications plus ou moins radicales ; la solution trouvée n'est donc qu'une approximation dont la qualité reste à déterminer.

Westergaard, quant à lui, suppose que pression de contact $\sigma$ et tassement $s$ en un point de la surface de la fondation sont proportionnels

$$\sigma = k_s . s .$$

Le coefficient de proportionnalité, $k_s$, que l'on considère donc comme une caractéristique intrinsèque du terrain, est appelé coefficient de raideur.

On a indiqué dans l'article 3.3 ce qu'il fallait penser de cette dernière affirmation. On y a décrit le principe de la mesure de $k_s$ et on a rappelé les principaux résultats expérimentaux. En particulier, on a précisé quelles corrections il convenait d'apporter à la valeur de $k_s$ pour tenir compte des dimensions réelles de la fondation à calculer.

Lorsque la fondation est infiniment rigide, elle ne peut se déformer, elle est simplement sujette à un déplacement d'ensemble.

Le tassement est donc une fonction linéaire de l'abscisse, il en va de même pour la contrainte $\sigma$ qui lui est proportionnelle ; on retrouve ainsi la règle pratique donnée dans le chapitre VI pour le calcul des fondations des murs de soutènement gravitaires. L'intensité du coefficient de raideur ne joue aucun rôle (ce qui évite d'avoir à le déterminer) mais il faut néanmoins postuler l'existence de ce coefficient avec l'approximation que cela comporte. Pourtant, pour les fondations courantes très rigides, l'utilisation d'une distribution linéaire pour la pression de contact n'a jamais été source de difficulté.

Le véritable champ d'application de la théorie de Westergaard c'est l'étude des fondations relativement souples. Conformément aux recommandations de Terzaghi on évitera dans ce qui suit, d'appeler pression de contact la contrainte calculée par cette théorie. On préférera la nommer réaction du sol.

On considère une poutre de fondation d'axe longitudinal $Ox$ (Fig. IX-29). La superstructure exerce sur cette poutre une action qui, combinée avec le poids propre de la poutre, donne naissance à une répartition de contrainte $q$ appliquée à la fibre neutre (il peut également y avoir des forces isolées ou des moments).

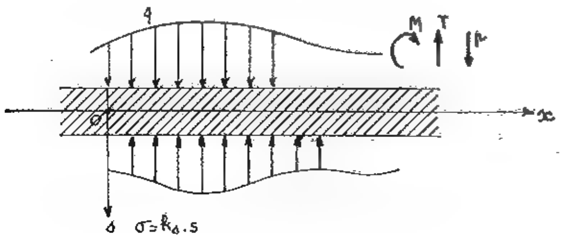



FIG. IX-29. — Méthode de Westergaard (convention de signe).



Pour équilibrer ces charges le terrain de fondation développe sous la base de la poutre une réaction du sol $\sigma = k_s . s$. Avec les conventions de signe représentées sur la figure IX-29, on peut écrire :

$p = B(q - k_s . s)$ où $p$ est la charge appliquée par unité de longueur de poutre, $B$ la largeur de la poutre.

$\dfrac{d^2 s}{dx^2} = -\dfrac{M}{EI}$ où $M$ est le moment fléchissant, $E$ le module d'Young du béton constituant la poutre et $I$ le moment quadratique de la section droite ; c'est l'équation de la déformée de la poutre.

$\dfrac{d^2 M}{dx^2} = -p$ qui exprime que chaque élément de poutre est en équilibre (en projection verticale).

En dérivant deux fois par rapport à $x$ la relation $\dfrac{d^2 s}{dx^2} = -\dfrac{M}{EI}$, on obtient, en supposant que $EI$ est constant le long de la poutre,

$$\frac{d^2 M}{dx^2} = -EI \frac{d^4 s}{dx^4}$$

et par conséquent

$$EI \frac{d^4 s}{dx^4} = p = B(q - k_s . s) .$$

On aboutit donc à l'équation différentielle du quatrième ordre :

$$\boxed{\frac{d^4 s}{dx^4} + \frac{B k_s}{EI} s = \frac{B q(x)}{EI}} .$$

La solution générale de l'équation sans second membre est de la forme :

$$s = e^{-\frac{x}{l}} \left( C_1 \cos \frac{x}{l} + C_2 \sin \frac{x}{l} \right) + e^{\frac{x}{l}} \left( C_3 \cos \frac{x}{l} + C_4 \sin \frac{x}{l} \right)$$

avec

$$l = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{B k_s}} ,$$

$l$ est ce qu'on appelle la *longueur élastique* de la poutre.

On voit que cette longueur élastique dépend des caractéristiques de la poutre, mais aussi de celles du terrain.

Pour aller plus loin dans la solution du problème, il faut préciser les dimensions de la poutre ainsi que les charges qui lui sont appliquées.

**Etude d'une poutre de longueur infinie.**

On commencera par considérer une poutre de longueur infinie. Une seule charge concentrée $P$ est appliquée à l'origine $O$ ; la fonction $q$ est identiquement nulle. On constate que la dérivée troisième de $s$ (qui correspond à l'effort tranchant) connaît une discontinuité à l'origine par suite de l'existence de la force $P$. On étudiera donc la fonction $s$ pour la partie positive de l'axe $Ox$. On note immédiatement que le tassement doit être très faible pour les grandes valeurs de $x$, loin de la seule force $P$. Ceci impose $C_3 = C_4 = 0$ et par suite

$$s = e^{-\frac{x}{l}}\left(C_1 \cos\frac{x}{l} + C_2 \sin\frac{x}{l}\right).$$

Pour déterminer les deux constantes arbitraires $C_1$ et $C_2$, on écrit que la déformée de la poutre admet par raison de symétrie une tangente horizontale à l'origine : $s'(0) = 0$ et que l'effort tranchant y est égal à $-\frac{P}{2}$, d'où :

$$s'''(0) = \frac{P}{2\,EI}.$$

Tous calculs faits, on trouve :

$$s = \frac{P}{2\,Blk_s} e^{-\frac{x}{l}}\left(\cos\frac{x}{l} + \sin\frac{x}{l}\right)$$

$$M = \frac{Pl}{4} e^{-\frac{x}{l}}\left(\cos\frac{x}{l} - \sin\frac{x}{l}\right)$$

et

$$T = -\frac{P}{2} e^{-\frac{x}{l}} \cos\frac{x}{l}$$

Il existe des tables numériques de ces fonctions ainsi que des abaques pour déterminer graphiquement leurs valeurs.

On peut sans difficulté reprendre un calcul analogue pour une poutre à laquelle est appliqué en $O$ un couple connu. En vertu du théorème de la superposition des effets des forces, on sait donc calculer une poutre de longueur infinie qui supporte un nombre fini de forces concentrées et de couples arbitrairement situés.

**Etude d'une poutre de longueur finie.**

Diverses méthodes ont été mises au point pour le calcul d'une poutre de longueur finie, la préoccupation essentielle consiste à ordonner les calculs de telle manière que des tables numériques de faible encombrement permettent de résoudre tous les cas particuliers. Il n'est pas question en effet de procéder chaque fois à l'intégration de l'équation différentielle qui régit le problème.



Ces tables concernent en général, soit la poutre de longueur infinie que l'on a étudiée plus haut, soit la demi-poutre infinie (de l'origine $O$ à l'infini positif sur l'axe des $x$ par exemple).

A titre de curiosité, on va indiquer un des procédés de calcul qui utilise les résultats concernant les poutres infinies (Fig. IX-30). On désire calculer une poutre finie $AB$ qui supporte un certain ensemble de forces et de couples que

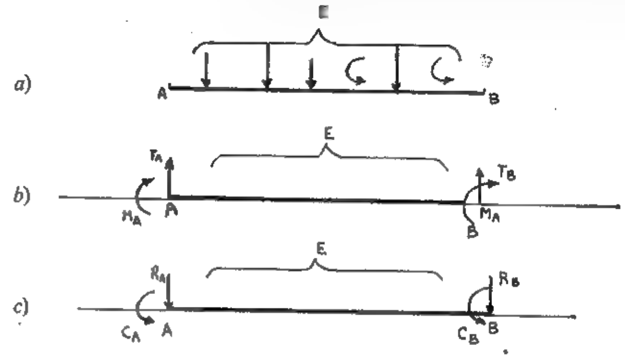



FIG. IX-30. — Méthode de Westergaard : calcul d'une poutre de longueur finie.

l'on appellera $E$ (Fig. IX-30 *a*). On applique ce même ensemble à une poutre de longueur infinie et l'on calcule moments fléchissants et efforts tranchants en $A$ et $B$ (Fig. IX-30 *b*). On recommence alors le calcul de la poutre infinie sous un nouveau système de charges $E'$ : l'ensemble $E$ auquel on ajoute en $A$ et $B$ des forces concentrées et des couples d'une intensité telle qu'efforts tranchants et moments fléchissants en $A$ et $B$ sous le nouveau système de chargement soient nuls (Fig. IX-30 *c*).

On voit sans peine que la distribution des moments fléchissants (ou des efforts tranchants) dans la poutre infinie sous le système de charges $E'$ est identique à celle qui règne dans la poutre finie $AB$ sous le système de charges $E$ ; le problème est donc résolu. On constate que le procédé consiste en une série de manipulations linéaires sur les fonctions $M(x)$ et $T(x)$ de la poutre infinie supportant une charge ou un couple isolé.

**Utilisation de la méthode.**

On a indiqué chapitre III que, malgré ses défauts théoriques, la théorie de Westergaard était encore largement employée. On précisera immédiatement que si l'on peut utiliser cette méthode pour calculer les efforts dans une fondation, il est exclu par contre d'en faire de même en matière de tassement.

La théorie de Westergaard donne d'assez bons résultats pour les poutres longues et flexibles, mais les erreurs s'accusent à mesure que les poutres deviennent plus courtes et plus rigides.

Comme les calculs sont lourds, malgré les tables numériques et les procédés mis au point, on peut se demander si l'utilisation de la méthode est bien justifiée eu égard à ses insuffisances théoriques. Terzaghi répond par la négative si l'on ne peut espérer aboutir à des économies très substantielles. Il est certain que la théorie de de Beer et Lousberg, pour ne citer que celle-là, est beaucoup plus satisfaisante pour l'esprit et qu'au prix d'une légère amélioration de ses conditions d'emploi cette dernière méthode pourrait remplacer avantageusement celle de Wertergaard.

## 9.5 PROJETS DE FONDATIONS.

### 9.5.1 Contraintes admissibles.

**Introduction du coefficient de sécurité.**

Comme on l'a vu aux articles 9.2 et 9.3, la théorie de la capacité portante soulève un certain nombre de critiques et les auteurs sont loin d'être tous d'accord sur les valeurs à adopter pour les facteurs de capacité portante eux-mêmes. De plus, on a noté la grande sensibilité de ces facteurs aux variations de l'angle $\varphi$ ; on rappellera, à ce propos, ce qu'on a dit au chapitre IV sur les difficultés de l'interprétation des essais de cisaillement et, par conséquent, de la mesure de l'angle $\varphi$. Il est certain que des progrès devront être réalisés dans l'avenir sur ces différents points.

Actuellement, pour les besoins de la pratique courante, on emploiera les théories existantes comme outil de travail ; les valeurs données dans le tableau II peuvent être utilisées sans danger, car elles sont du côté de la sécurité. On signalera simplement que pour le calcul de $N_\gamma$ il est possible de majorer de 10 % l'angle de frottement interne mesuré à l'appareil triaxial.

Les valeurs de $N_q$ données par le tableau II peuvent éventuellement être majorées en tenant compte du tableau IV si le terrain a la même nature sur la hauteur de l'encastrement $D$ qu'au-dessous de la base de la fondation.

En raison des incertitudes exposées ci-dessus, et surtout pour tenir compte du fait qu'il s'agit d'un calcul à la rupture, il convient d'introduire dans les formules un coefficient de sécurité et de définir une contrainte admissible ou de service $q_{ad}$.

En règle générale, on peut prendre pour contrainte admissible le tiers de la capacité portante $q_d$. Mais il est plus satisfaisant d'introduire la capacité portante nette $q_d - \gamma D$ qui correspond à l'accroissement de la charge appliquée au massif dans le plan de la fondation ; toutes les fois que l'encastrement $D$ a été réalisé à la suite d'un terrassement, le coefficient de sécurité ne doit s'appliquer qu'à cette capacité portante nette.

En conséquence, en désignant par $F$ le coefficient de sécurité, les expressions ci-dessous donnent les contraintes admissibles pour des semelles recevant des charges verticales centrées.



*Milieu à frottement.*

Semelles filantes (ou continues)

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{\gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + c N_c}{F} .$$

Semelles isolées

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{\left(1 - 0{,}2 \frac{B}{L}\right) \gamma \frac{B}{2} N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + \left(1 + 0{,}2 \frac{B}{L}\right) c N_c}{F} .$$

Dans le cas d'une semelle circulaire, on prendra $L = B$ ($B$ représente le diamètre de la semelle).

*Milieu purement cohérent.*

Semelles filantes

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{5{,}14\, c_u}{F} .$$

Semelles isolées

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{5{,}14 \left(1 + 0{,}2 \frac{B}{L}\right) c_u}{F}$$

Semelles circulaires

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{6{,}2\, c_u}{F} .$$

Dans le cas de charges excentrées ou inclinées, les coefficients $N_\gamma$, $N_q$, $N_c$ des formules ci-dessus, devront être remplacés par les valeurs déduites des tableaux et formules indiqués dans les paragraphes 9.3.2 et 9.3.3.

Dans les terrains stratifiés ou en pente, on tiendra compte des recommandations des paragraphes 9.3.7 et 9.3.4.

On ajoutera, enfin, que si le sol de fondation est très compressible, ce sont les tassements qui commandent la capacité portante et l'on doit remplacer les facteurs $N$ par les facteurs $N'$ (cf. § 9.2.1 et Fig. IX-6).

Pour les milieux sujets à consolidation, on doit effectuer une double vérification concernant la contrainte admissible (cf. § 9.1.3)

— avant consolidation avec $c_u$ et $\varphi_u$ (rupture à court terme) ;
— en fin de consolidation avec $c'$ et $\varphi'$ (rupture à long terme).

Dans les efforts qui sont transmis à une fondation, il faut distinguer le poids mort et les surcharges. L'intensité du poids mort est connue avec une bonne précision, il n'en va pas de même pour les surcharges qui sont, par essence, aléatoires. Pour définir les contraintes ou pressions admissibles, il importe de savoir à quelle valeur de la surcharge on se réfère. On doit, en principe, étudier deux hypothèses : celle des surcharges dites normales (par exemple celles qui sont réalisées certainement une fois par an au moins), et celle des surcharges maximales que l'on obtient en admettant que toutes les causes de surcharge (vent, neige, etc.) produisent simultanément leurs effets.

Dans la première hypothèse, comme on l'a déjà dit, on choisira un coefficient de sécurité de 3. Dans la deuxième hypothèse, on pourra se contenter d'un coefficient plus faible, de l'ordre de 2 ou même moins dans certains cas très particuliers. On calculera la fondation pour la plus sévère de ces deux hypothèses, bien entendu.

Il sera toujours utile de contrôler les calculs de capacité portante et de pression admissible en comparant leurs résultats avec les valeurs usuelles des pressions admissibles qui sont données ci-dessous et correspondent à des semelles de dimensions normales :

| | |
|---|---|
| — roches peu fissurées, saines, non désagrégées et de stratification favorable | 0,5 à 3 MPa |
| — terrain non cohérent de bonne compacité | 0,25 à 0,5 MPa |
| — terrain non cohérent de compacité moyenne | 50 à 250 kPa |
| — argile | 20 à 200 kPa |

Dans tous les cas, il faut s'assurer de la pérennité des qualités présentées par le sol ou attribuées à celui-ci, tant en ce qui concerne les sables que les argiles (inondations, érosions, gonflements, etc.).

### Détermination *in situ* des pressions admissibles.

Pour évaluer pression admissible et capacité portante, on peut déterminer les caractéristiques mécaniques du terrain de fondation par des essais de laboratoire et utiliser ensuite la théorie de la capacité portante. On a exposé plus haut les incertitudes expérimentales et théoriques que cette manière de faire comporte. C'est pourquoi des praticiens de plus en plus nombreux ont recours à des essais *in situ* pour déterminer, d'une part le niveau d'assise le plus favorable pour la fondation et, d'autre part, les contraintes admissibles correspondantes. On citera, en particulier :

— l'essai à la table,
— le battage d'un tube carottier (S. P. T.),
— le pénétromètre statique, le pénétromètre dynamique,
— le pénétromètre statique et le pressiomètre dynamique.

L'essai à la table est un essai de chargement réalisé au niveau retenu pour l'assise de la fondation, au cours duquel on suit l'évolution du tassement en



fonction de la charge, jusqu'à l'apparition de la rupture. La charge est appliquée au sol par l'intermédiaire d'une surface de l'ordre du décimètre carré. La critique de cet essai a été faite bien des fois, principalement en raison des très faibles dimensions de la surface chargée. Lors de l'essai à la table, on ne peut intéresser, en effet, qu'une couche de faible épaisseur sous le niveau de la fondation, alors que les semelles définitives de plus grande largeur feront sentir leur action à une plus grande profondeur où se trouvent, peut-être, des couches molles que l'essai à la table n'aura pas permis de déceler (Fig. IX-31).

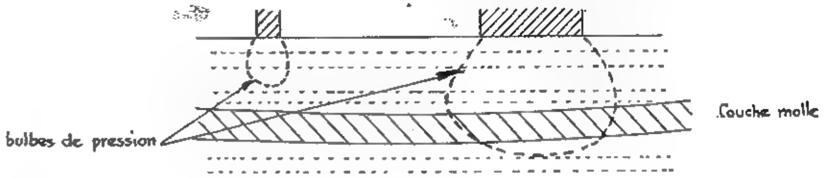



FIG. IX-31. — Influence de la taille de la fondation.

Il est possible, toutefois, de tirer certains renseignements d'un essai à la table si l'on sait interpréter les résultats en fonction de la théorie de la capacité portante.

Le battage d'un tube carottier est un essai très répandu aux Etats-Unis sous le nom de « Standard Penetration Test ». On utilise un tube carottier, de dimensions normalisées (5 cm de diamètre) et on mesure, après avoir prélevé un échantillon à une certaine profondeur, le nombre $N$ de coups nécessaires pour enfoncer le carottier de 30 cm ; les coups sont, bien entendu, donnés eux aussi de manière normalisée (mouton de 64 kg tombant de 76 cm).

On trouve en Amérique de nombreuses recommandations pratiques pour le calcul des fondations en fonction de ce nombre de coups $N$. En Europe, cet essai est peu utilisé. Les spécialistes lui préfèrent le pénétromètre statique (cf. chapitres X et XII).

Aussi, plusieurs auteurs ont-ils essayé de relier le nombre de coups $N$ du Standard Penetration Test à la résistance de pointe $R_p$ du pénétromètre statique. On constate une corrélation assez grossière de la forme $R_p$ (MPa) $= CN$ le coefficient de proportionnalité $C$ pouvant varier de 0,2 pour les argiles à 1 pour les sables.

L'utilisation du pénétromètre est donc, en Europe, le procédé privilégié pour la détermination *in situ* des pressions admissibles, principalement dans les milieux pulvérulents. A la suite de plusieurs milliers d'essais comparatifs, L'Herminier propose, dans le cas des semelles de dimensions courantes, ayant un encastrement de l'ordre du mètre et reposant sur un milieu sableux assez serré, de prendre pour contrainte admissible le dixième de la résistance de pointe du pénétromètre statique.

$$q_{ad} = \frac{R_p}{10}.$$

Cette formule, qui a l'avantage d'être simple, donne des résultats très corrects. Dans les milieux sableux en effet, c'est surtout la limitation des tassements qui conditionne la pression admissible. Or l'amplitude des tassements est liée de très près à la densité relative dont l'essai au pénétromètre donne une excellente image. Bien entendu, on ne peut plus employer cette relation lorsque ces conditions de validité ne se trouvent plus respectées, par exemple pour des semelles faiblement ou fortement encastrées ou bien pour des semelles de dimensions exceptionnelles.

Il est alors possible d'utiliser un abaque proposé par Meyerhof (Fig. IX-32) qui donne directement le rapport $\frac{q_{ad}}{R_p}$ en fonction de la largeur $B$ de la semelle et du rapport $\frac{D}{B}$.

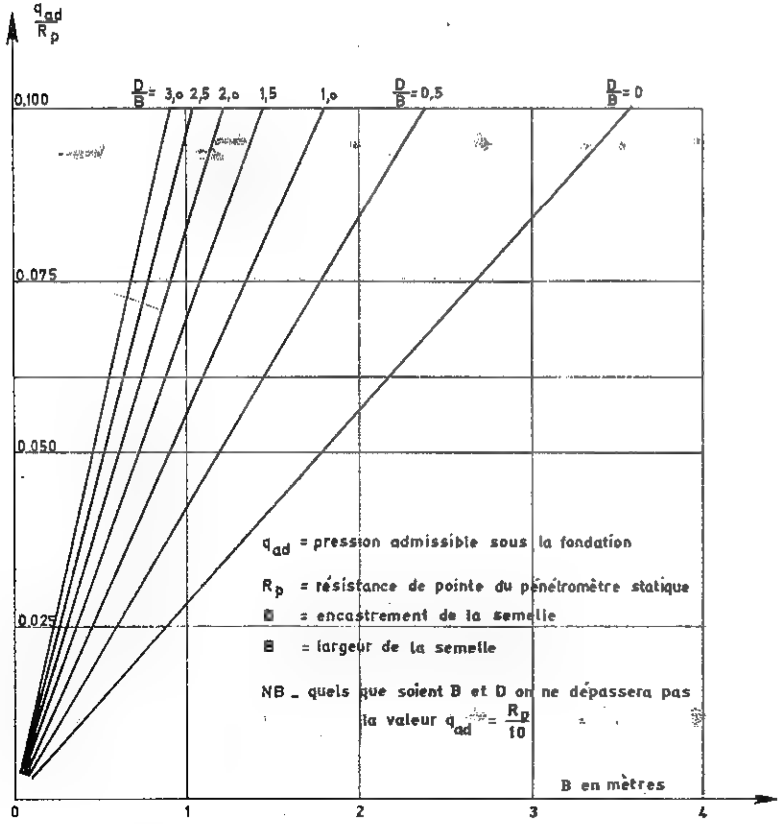



Fig. IX-32. — Abaque de Meyerhof.



Dans le cas des milieux argileux, on préférera mesurer la cohésion apparente $c_u$ (par un essai de compression simple ou même par un essai au pénétromètre statique comme on le verra dans le chapitre XII), et calculer ensuite la capacité portante d'où on déduira la pression admissible.

**Prise en compte globale des conditions particulières de fondation.**

On a vu à l'article 9.3 que la force portante limite, donc la pression admissible $q_{ad}$, ne dépendent pas seulement des caractéristiques mécaniques ($\varphi$ et $c$) du sol de fondation, mais aussi, et dans une large mesure, des conditions de chargement du sol :

— inclinaison ($\delta$) et excentricité ($e$) de la charge,
— inclinaison de la base ($\omega$),
— pente du terrain ($\beta$).

Les valeurs empiriques de $q_{ad}$ estimées habituellement à partir des essais *in situ* (pénétromètre, pressiomètre, etc.) correspondent en pratique au cas d'une charge verticale et centrée, la base de la semelle et la surface libre du sol étant supposées horizontales.

Il convient donc d'appliquer à ces valeurs de $q_{ad}$ un ou plusieurs coefficients correctifs pour tenir compte des conditions réelles de chargement.

Le tableau XVI ci-après donne un ordre de grandeur de ces coefficients pour une estimation rapide dans le cas où $\varphi \geqslant 25°$.

Tableau XVI

Ordre de grandeur de la réduction forfaitaire à appliquer aux contraintes admissibles $q_{ad}$

| $\delta$ $\beta$ ou $\omega$ | Coefficient réducteur pour inclinaison $\delta$ de la charge | Coefficient réducteur pour pente $\beta$ du talus | Coefficient réducteur pour inclinaison $\omega$ de la base |
|---|---|---|---|
| 0° | 1,00 | 1,00 | 1,00 |
| 5° | 0,80 | 0,75 | 0,90 |
| 10° | 0,60 | 0,60 | 0,80 |
| 15° | 0,40 | 0,45 | 0,70 |
| 20° | 0,20 | 0,30 | 0,60 |

(D'après T.-V.-Nhiem.)

Ainsi, lorsque $q_{ad} = 1$ MPa dans le cas d'une charge verticale, il faut adopter $q_{ad} = 0{,}6$ MPa, pour le calcul de stabilité d'un mur de soutènement dont la résultante des charges sur la base est inclinée de 10° sur la verticale.

De même, pour les fondations des appuis d'un viaduc traversant une vallée dont les versants sont en pente de 20°, il faudra adopter $q_{ad} = 0,3$ MPa pour les appuis dans les pentes alors que dans la vallée $q_{ad} = 1$ MPa. Sur ces mêmes versants, il faudra calculer la force portante de la fondation d'un mur de soutènement (le mur culée d'un viaduc par exemple) avec $q_{ad} = 0,18$ MPa seulement pour tenir compte de l'obliquité de la résultante des efforts.

### 9.5.2 Recommandations particulières.

*Profondeur caractéristique.*

La figure IX-31 montre à quel point la taille de la fondation réagit sur celle du bulbe des pressions. Plus la fondation est large, plus le terrain de fondation est sollicité en profondeur. Pour pouvoir mettre au point, en toute sécurité, un projet de fondation, il importe donc d'avoir des renseignements précis sur les caractéristiques des différentes couches de terrains intéressées. Pour préciser cette exigence, on introduit la notion de profondeur caractéristique. C'est la profondeur pour laquelle la nature du terrain n'a pratiquement plus d'influence sur la tenue de la fondation, ni sur son tassement.

Cette notion est extrêmement importante et ne doit jamais être perdue de vue lorsqu'il s'agit de définir un programme de reconnaissance du sol de fondation. Suivant la nature des terrains, on peut penser que la profondeur caractéristique, pour une fondation de largeur $B$, varie de $B$ à 2,5 $B$ environ. Si les caractéristiques du sol s'améliorent avec la profondeur, on choisira la valeur $B$. Si, au contraire, les couches plus profondes sont moins résistantes que les couches de surface, la profondeur caractéristique s'établira plutôt vers 2 $B$ ou même 3 $B$ dans certains cas exceptionnels.

*Document technique unifié (D. T. U.) n° 13.1.*

Les documents contractuels concernant les travaux de fondation dans les marchés du bâtiment, stipulent, la plupart du temps, que le document technique unifié n° 13.1 est une des pièces du contrat. Souvent, les compagnies d'assurances n'accordent leur garantie que dans la mesure où cette clause figure.

Le D. T. U. n° 13.1 concerne les fondations superficielles. Il constitue une codification des règles de l'art dans la matière qu'il traite.

Le premier projet de ce D. T. U. remonte à juin 1962. Le document actuellement en vigueur date de février 1968. Il comporte trois parties :

— le cahier des charges applicables aux travaux de fondations superficielles ;

— le cahier des clauses spéciales applicables aux travaux des fondations superficielles ;

— les règles pour le calcul des fondations superficielles (ces règles sont particulièrement utiles pour déterminer les armatures des semelles octogonales ou circulaires de grands diamètres).



Il est souhaitable de connaître également le D. T. U. n° 12 applicable aux travaux de terrassement pour le bâtiment.

*Radiers.*

Le calcul des radiers généraux ressemble à celui des semelles. Néanmoins, le comportement de ces deux catégories de fondations superficielles diffère nettement en matière de tassement. Si les semelles sont assez espacées, elles tassent indépendamment les unes des autres et les différences de tassement reflètent le défaut d'homogénéité du sol (si les semelles sont également chargées). Pour un radier, par contre, la profondeur caractéristique est bien plus forte et le tassement plus grand, mais tout se passe comme si le terrain était pratiquement homogène.

Le tassement différentiel prévisible, par rapport au tassement absolu, est nettement plus faible que dans le cas des semelles. Puisque c'est le tassement différentiel qui commande la tenue de l'ouvrage, on peut donc accepter pour les radiers des tassements absolus plus importants que pour les semelles (de l'ordre de 2 fois).

Si les différentes parties d'un radier doivent supporter des efforts très dissemblables, il sera prudent de prévoir des joints dans le bâtiment. De même, il sera peut-être utile d'adapter les caractéristiques de chaque partie du radier aux charges qu'elle supporte pour éviter l'apparition de moments fléchissants très élevés au sein du radier. Cette adaptation consiste souvent à enterrer les parties les plus chargées par rapport aux parties moins chargées, pour profiter de la diminution de charge nette que procure l'enlèvement du terrain de fondation sur une profondeur supplémentaire.

Il faut, enfin, se prémunir contre des mouvements d'ensemble des radiers dus à des tassements différentiels provoqués par une mauvaise répartition des charges. Dans le cas des terrains compressibles, on veillera donc soigneusement à ce que le barycentre des charges appliquées coïncide avec le centre de gravité géométrique du radier. Cette condition est généralement facile à remplir pour les bâtiments d'habitation mais peut être beaucoup plus malaisée à respecter pour les ouvrages à surcharges importantes et rapidement variables (les silos par exemple) ; il faudra donc, pour ce type d'ouvrage, s'orienter de préférence vers des fondations profondes prenant appui sur des couches peu compressibles.

On rappellera, pour terminer, que les radiers servent parfois de cuvelage étanche. Dans ce dernier cas, il faudra évidemment les calculer pour la sous-pression maximale à laquelle ils peuvent être soumis. Cette condition peut être très sévère dans le voisinage des cours d'eau sujets à de fortes crues.

## BIBLIOGRAPHIE

BEER DE E.E. — *Rapport général (fondations peu profondes et chaussées)*. Comptes rendus du 6e congrès international. Tome 3. Montréal, 1965.

BEER DE E. E., LOUSBERG, E. et VAN BEVEREN, P. — *Le calcul des poutres et plaques appuyées sur le sol*. Annales des travaux publics de Belgique, fasc. 2 et 3, 1956.

BOTTERO, A. — *Approche statique et cinématique de la capacité portante d'une fondation de grande longueur reposant sur un sol cohérent non homogène limité par un substratum indéformable*. Revue Française de Géotechnique, nº 15, 1981.

BRINCH HANSEN, J. — *A general formula for bearing capacity*. Bull. nº 11, Danish geotechnical institute, 1961.

D.T.U. nº 13.1. — *Fondations superficielles*. Cahier des charges techniques applicables aux fondations superficielles. Instructions relatives à la conception des fondations superficielles. Annexes aux instructions. Cahiers du centre scientifique et technique du bâtiment, nº 90, févr. 1968.

GIELLY, J., LAREAL, P., SANGLERAT, G. — *Settlements of two buildings supported on rafts : comparison with predicted settlements calculated from static cone penetrometer data*. Conference on settlement of structures. Cambridge, 1974.

GIROUD, J. P., NHIÊM, T. V. et OBIN, J. P. — *Tables pour le calcul des fondations*. Tome 3 : Force portante. Dunod. Paris, 1973.

HABIB, P. et TCHENG, Y. — *Fondations superficielles*. Annales de l'institut technique du bâtiment et travaux publics, juill.-août 1961.

HU, G. C. Y. — *Bearing capacity of foundations with overburden shear*. Sols-Soils, nº 13, juin 1965.

LEBÈGUE, Y. — *Etude expérimentale des fondations superficielles et semi-enterrées*. Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, juin 1965.

LEHR, H. — *Exemples de calculs pour les projets de fondations*. Eyrolles 1966.

MEYERHOF, G. G. — *The ultimate bearing capacity of foundations*. Géotechnique, déc. 1951.
— *The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads*. Comptes rendus du 3e congrès international. Tome 1. Zürich 1953.
— *The ultimate bearing capacity of foundations on slopes*. Comptes rendus du 4e congrès international. Londres, 1957.

SANGLERAT, G., LAREAL, P. et GIELLY, J. — *Le pénétromètre statique et la compressibilité des sols*. Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, octobre 1972.

SANGLERAT, G., GIROUSSE, L., GIELLY, J. — *Unusual settlements of a building at Nantua (France)*. Conference on settlement of structures. Cambridge, 1974.

SCHMERTMANN, J. H. — *Static cone to compute static settlement over sand*. Proc. A.S.C.E., J. Soil Mech. Found. Div., 1970 (3).

SCHULTZE, E. — *Distribution réelle des contraintes pour une fondation rigide*. Comptes rendus du 5e congrès international. Tome 1. Paris, 1961.

SKEMPTON, A. W. et MCDONALD, D. H. — *The allowable settlement of buildings*. Proceedings of the institution of civil engineers, déc. 1956.



## PROBLÈMES

* 1. Quelle est la capacité portante d'une semelle filante de 1 m de largeur reposant sur un sable de densité 1,65 et d'angle $\varphi = 35°$ ? Quelle est la valeur de la contrainte admissible ?

**Réponse :** $q_d = 0{,}39$ MPa, $q_{ad} = 0{,}13$ MPa.

** 2. 1) On charge une plaque circulaire de 1,05 m de diamètre reposant sur du sable de 1,65 de densité. La rupture par poinçonnement intervient lorsque la plaque est soumise à une pression de 1,5 MPa. Déterminer la valeur du facteur de capacité portante $N_\gamma$ correspondant.

2) L'angle de frottement interne de ce sable a été mesuré à l'appareil triaxal et on a trouvé $\varphi = 39°$. Comparer cette valeur à la valeur théorique de $\varphi$ qui correspond au facteur $N_\gamma$ calculé en 1/.

**Réponse :** $N_\gamma = 216$
$\varphi = 44°$.

* 3. On a trouvé pour un sable les caractéristiques suivantes :

Densité = 1,70
$\varphi = 30°$.

Calculer la pression admissible pour une semelle filante de 1,10 m de large encastrée de 1,40 m dans le sol.
On choisira un coefficient de sécurité de trois par rapport à la capacité portante.

**Réponse :** $q_{ad} = 23$ kPa.

* 4. Même question que dans le problème 3, mais on supposera que le sable a une légère cohésion de 10 kPa.

**Réponse :** $q_{ad} = 330$ kPa.

* 5. Mêmes questions que dans les problèmes 3 et 4 pour une semelle carrée de 1,10 m de côté.

**Réponse :** $q_{ad} = 216$ kPa
$q_{ad} = 336$ kPa.

** 6. On considère un immeuble de six étages sur rez-de-chaussée et sous-sol, dont les façades $A_1$ et $A_2$ reçoivent, au niveau de la partie supérieure des fondations, respectivement des charges de 2,90 et 3,60 MN/m, et dont chacun des piliers de la file centrale $A_3$, espacés [illegible]

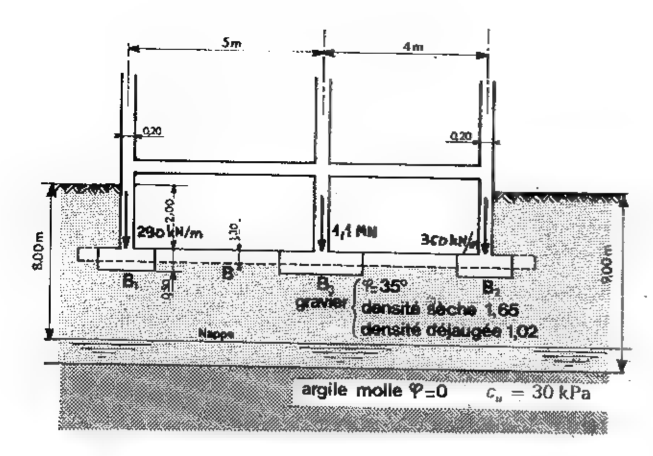



Fig. IX-33.

On envisage pour ce bâtiment deux types de fondations : des semelles filantes $B_1$ et $B_2$ et des semelles carrées $B_3$ d'une épaisseur de 50 cm d'une part, un radier général $B$ d'une épaisseur de 0,30 m d'autre part.

On désire comparer ces deux types de fondations, et pour cela on demande les largeurs des semelles $B_1$, $B_2$ et $B_3$ ainsi que celle du radier $B$. On précisera dans ce dernier cas le débord du radier par rapport à chacune des façades.
On adoptera pour densité du béton armé la valeur 2,4.

**Réponse** : Largeur $B_1$ : 1,10 m   $B$ : 11,90 m
$B_2$ : 1,25 m   débords 0,10 m ($A_1$)
$B_3$ : 1,85 m   1,10 m ($A_2$).

** 7. En prenant les mêmes données que dans le problème précédent, on calculera les tassements des différents types de fondations déterminés en supposant d'une part, que le gravier provoque des tassements négligeables et d'autre part, que les caractéristiques de la couche d'argile molle sous-jacente sont les suivantes :

$\gamma_s = 2{,}78\ \gamma_w$, $w = 44\ \%$, $w_L = 48\ \%$
$\gamma_h = 1{,}8\ \gamma_w$.

**Réponse** : Le tassement maximal est d'environ 10 cm pour les semelles et de 12 cm pour le radier.

On vérifiera que dans le cas des semelles on peut, au point de vue de la rupture, négliger la couche d'argile et que dans le cas du radier au contraire, on doit évaluer la capacité portante à la surface de cette couche d'argile.

*N.B.* : On trouvera dans le chapitre 10 du Sanglerat-Olivari-Cambou (Tome 2) la solution détaillée des sept problèmes ci-dessus, ainsi que celle des six autres problèmes relatifs au calcul de fondations superficielles.

CHAPITRE X

# FONDATIONS PROFONDES

## 10.1 PIEUX ET PUITS.

### 10.1.1 Généralités.

Très souvent, les couches superficielles d'un terrain sont compressibles, tandis que les couches sous-jacentes sont résistantes à partir d'une certaine profondeur. Il est donc naturel, et quelquefois indispensable, de fonder l'ouvrage sur ce substratum.

Autrefois, la plupart des bâtiments étaient construits sur semelles filantes ou isolées. Lorsque le sol de surface était mou et compressible, comme la main-d'œuvre était bon marché et le bois largement disponible, on battait autant de pieux de bois que le terrain pouvait en supporter, on exécutait ensuite les ouvrages sur ceux-ci. Les tassements différentiels ou absolus qui pouvaient en résulter étaient sans grande incidence en général, car les maçonneries avaient une très grande facilité d'adaptation. Mais à partir du XVIII^e^ siècle, les immeubles deviennent de plus en plus lourds et rigides. Par ailleurs, les questions économiques jouent un rôle de plus en plus décisif.

Les ingénieurs ont donc dû rechercher avec plus de précision quelle était la force portante réelle des pieux, les longueurs minimales qu'il fallait leur donner et quelle sécurité on pouvait en attendre.

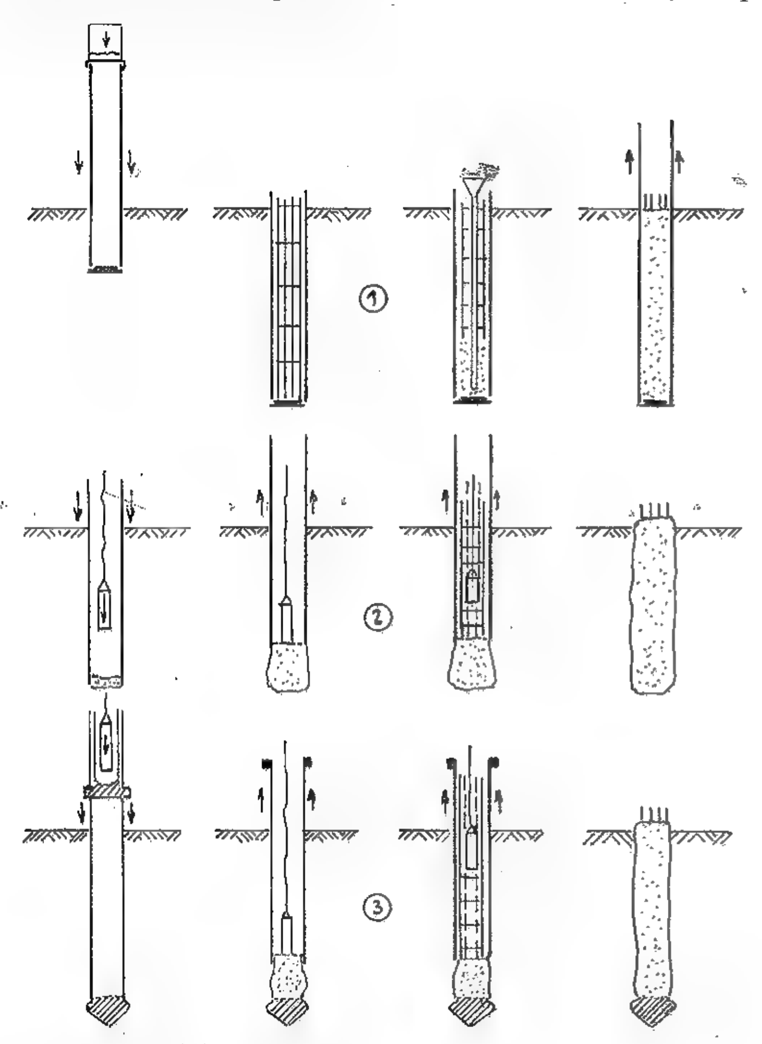
Pour atteindre le substratum résistant, on réalise, soit des puits d'un certain diamètre (en général de 1 à 3 m) relativement peu profonds, soit des pieux pour lesquels le rapport $\frac{D}{B}$ est pratiquement toujours supérieur à 10 (Fig. IX-1). De telles fondations sont dites « profondes » et leurs différents modes d'exécution (il en existe près de 70) sont décrits dans les cours de procédés généraux de construction.

Les pieux ou puits sont placés, en général, à tous les angles du bâtiment et à toutes les intersections de murs porteurs ainsi que sous les points d'appui isolés.

La Basilique de Montmartre a été exécutée sur des puits carrés de 2,50 m à 5 m de côté descendant à 30 m de profondeur, jusqu'au gypse.

Les premiers pieux en béton armé ont été utilisés par Hennebique en 1897 pour les fondations des usines Babcock-Wilcox. Des pieux de béton armé de

30 m de longueur ont été battus à Manille, aux Philippines. A Maracaïbo (Venezuela), Kérisel a fait réaliser des piles caissons de 0,90 à 1,50 m de diamètre, descendues à 60 m de profondeur sous le niveau de la mer, susceptibles




Procédés pour lesquels le fonçage est réalisé par :

- battage en tête du tube (1) et (3),
- battage en pied d'un bouchon de béton sec (2).

Procédés pour lesquels le bétonnage est réalisé :

- à l'aide d'un béton plastique mis en place au tube plongeur (1),
- par damage d'un béton sec déversé depuis le haut du tube (2) et (3).

FIG. X-1. — Quelques procédés d'exécution de pieux à tubes battus récupérés.



d'encaisser des charges de 250 à 750 tonnes (20 m d'eau, puis 25 à 30 m de limon reposant sur du sable).

La force portante d'un pieu dépend à la fois de la résistance au poinçonnement du sol sous sa pointe et de la mobilisation du frottement latéral entre son fût et le sol. Sauf cas très particulier la résistance de pointe est peu influencée par le type de pieu. Il n'en n'est pas de même pour le frottement latéral qui dépend étroitement du matériau constitutif du pieu et de son mode de mise en place.

Ainsi le nouveau D.T.U. 13-2 de 1978 propose-t-il la classification suivante :

1. Pieux façonnés à l'avance (battu préfabriqué, métal battu, tubulaire précontraint, battu enrobé).
2. Pieux à tube battu exécutés en place (battu pilonné, battu moulé).
3. Pieux forés (foré simple, foré tubé, foré boue, tarière creuse, vissé moulé).
4. Puits.
5. Pieux foncés (béton foncé, métal foncé).
6. Micropieux.

Les colonnes ballastées (cf. § 10.8) et les picots sont également mentionnés dans ce nouveau D.T.U. mais il s'agit de procédés de fondations très particuliers dont les méthodes de calcul sont différentes de celles des fondations profondes classiques.

La figure X-1 indique quelques procédés d'exécution de pieux à tube battu récupéré. La figure X-2 représente le principe d'exécution d'un pieu foré en schématisant les diverses phases de réalisation à l'intérieur d'un tube de protection provisoire.

On va donner quelques indications rapides sur les deux grandes catégories de pieux : les pieux préfabriqués et battus d'une part, les pieux exécutés dans le sol d'autre part.

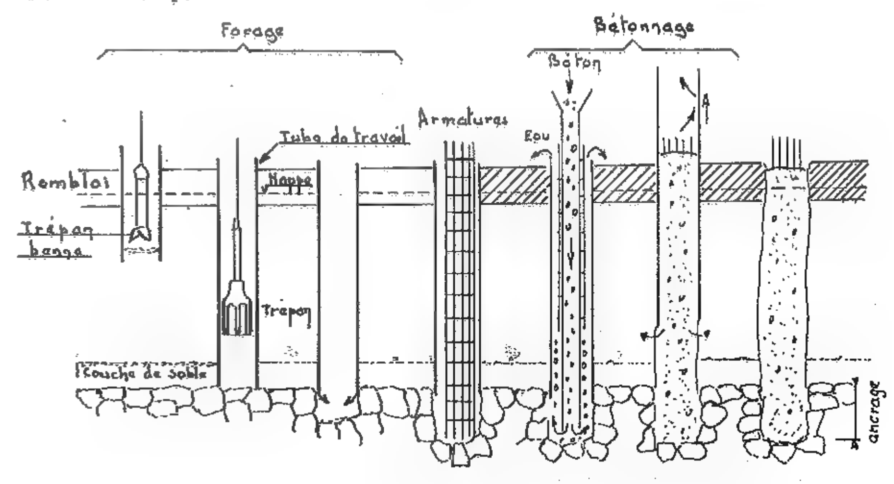



FIG. X-2. — Principe d'exécution d'un pieu foré à l'abri d'un tube de travail.

### 10.1.2 Pieux préfabriqués en béton armé.

Ces pieux sont enfoncés dans le sol, soit par battage, soit par pression, rotation, lançage ou vibration. Leur section (circulaire, carrée ou polygonale) est en général constante, mais elle est quelquefois élargie à la base. Ils peuvent être creux, ou évidés, ou à vis.

Pendant le battage, ces pieux sont soumis à des efforts considérables, ils doivent être réalisés avec du béton de très haute qualité. Ils nécessitent, à partir d'une certaine longueur, une armature de flexion importante pour permettre leur bardage. Ils doivent être préfabriqués sur une aire de stockage qui prend beaucoup de place et ne peuvent être battus, en général, qu'après 28 jours de séchage.

De plus, ces pieux ne sont d'un usage pratique que si le toit de gravier, sur lequel ils reposent, est homogène et pratiquement horizontal, sinon, leur longueur peut varier de plusieurs mètres. On doit alors réaliser des entures ou des recépages, opérations toujours laborieuses, donc coûteuses.

Dans le cas du béton précontraint, il convient notamment que le type de précontrainte (par exemple à fils adhérents) ou les moyens d'injection des gaines, garantissent le maintien de la tension des fils malgré l'enture.

### 10.1.3 Pieux exécutés *in situ*.

On doit distinguer deux catégories de pieux exécutés dans le sol : les pieux moulés ou forés dans le sol et les pieux à tubes battus.

Pour réaliser les pieux forés moulés dans le sol, on excave, grâce à un forage, le volume qui sera celui du pieu et le béton est coulé dans le vide créé. Les pieux à tube sont également bétonnés en place, à l'intérieur d'un fourreau provisoire, métallique, qui est battu et ensuite relevé progressivement au fur et à mesure du bétonnage, sauf en cas de gaines perdues.

Bien souvent, la mise en place du béton doit se faire sous l'eau. Il convient de l'exécuter avec beaucoup de soin. La chute libre du béton directement dans l'eau est proscrite. Le béton, qui ne doit pas être gâché sec, mais avec une bonne consistance plastique, doit être descendu à l'aide d'un tube plongeur. (Slump test supérieur à 18 cm.)

Le relevage des gaines provisoires doit s'effectuer avec beaucoup de précautions, de façon à éviter absolument toute interposition accidentelle du terrain dans le béton qui a tendance à être soulevé surtout lorsque le diamètre est faible et le béton raide.

La garde du béton, c'est-à-dire la différence de niveau à respecter entre la surface du béton et la base du tube, est fonction de la nature du terrain, de la pression de l'eau au niveau considéré et des poussées possibles des couches fluantes éventuelles. Dans les conditions les plus favorables, cette garde ne doit pas être inférieure à deux fois le diamètre du tube, on doit vérifier systématiquement que le béton n'est pas entraîné par le tube au moment de son extraction.



Lorsqu'on exécute les travaux sous la nappe phréatique, celle-ci ne doit pas être en pression ni en mouvement. Afin d'éviter le délavage du béton, on peut être amené éventuellement à établir un niveau artificiel d'eau ou de bentonite à l'intérieur du forage.

Les pieux moulés peuvent aussi être forés à la rotation sous boue bentonitique, dans des conditions similaires à celles des parois moulées (tubage court en tête, contrôles de la boue et du bétonnage, cf. chapitre VIII), les tarières lourdes permettant des diamètres de l'ordre de 2 mètres en terrain meuble. Avec les bennes d'excavation de parois on réalise des « barrettes » de section rectangulaire ou composite (*L*, *T*, *H*, caissons) modulée selon les dimensions de la benne.

Aux Etats-Unis, on utilise d'une manière courante des pieux métalliques, souvent sous forme de poutrelles *H* incorporées dans le béton. Très souvent également, une gaine métallique ondulée perdue, à section décroissante vers le bas, est battue à l'aide d'un mandrin de même forme, puis remplie de béton. Ce processus permet de vérifier aisément la verticalité des gaines avant bétonnage.

### 10.1.4 Classification et méthodes de calcul des pieux.

On peut, selon Terzaghi, adopter la classification suivante liée au mode de fonctionnement des pieux :

*Pieux flottants dans un sol à gros grains, très perméable.*

Lors du battage, le pieu refoule et compacte le terrain. Au voisinage du pieu la porosité et la compressibilité du sol sont réduites, de ce fait le frottement latéral sur le pieu est augmenté. Ces pieux transmettent d'ailleurs la plus grande partie des charges par l'intermédiaire du frottement latéral, c'est pourquoi on les appelle des pieux flottants.

*Pieux flottants dans un sol à grains fins de faible perméabilité.*

Ces pieux se comportent comme les précédents mais ne compactent pas le sol de façon appréciable.

*Pieux chargés en pointe.*

Ils reportent pratiquement toutes les charges sur une couche résistante située à une profondeur importante au-dessous de la construction.

Les sols sont, dans la pratique, très hétérogènes, aussi le calcul théorique des fondations sur pieux implique-t-il obligatoirement des simplifications radicales. Les subtilités théoriques telles que celles qui concernent le calcul de la résistance à la rupture des groupes de pieux au moyen de la théorie de l'élasticité, sont tout à fait illusoires et peuvent être négligées impunément.

Pour déterminer la force portante des pieux isolés, on peut recourir aux méthodes ci-dessous :

— utiliser des formules basées sur les résultats du battage des pieux ;
— interpréter les essais de mise en charge d'un ou plusieurs pieux ;
— utiliser des formules statiques de force portante établies à l'aide de la mécanique théorique des sols ;
— interpréter les diagrammes de pénétration obtenus soit avec le pénétromètre statique, soit avec le pénétromètre dynamique.

On va étudier successivement chacune de ces méthodes.

## 10.2 FORMULES DE BATTAGE.

### 10.2.1 Généralités.

De très nombreux types de pieux sont enfoncés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton et d'une sonnette. Il est d'usage de déterminer l'enfoncement moyen du pieu, mesuré soit sous un coup, soit, de préférence, sous une volée de 10 ou 20 coups de mouton. La précision de la mesure de l'enfoncement est évidemment dans ces deux derniers cas beaucoup plus grande. On donne souvent le nom de refus à cet enfoncement moyen ; on se conformera, ici, à cet usage bien que cette manière de parler introduise quelque ambiguïté, car le refus c'est aussi l'impossibilité de faire descendre le pieu par de nouvelles volées de coups de mouton.

De nombreuses formules dynamiques ont été établies, soit sur des bases théoriques, soit à partir de données purement expérimentales. Dans le cas du premier type de formule, on exprime qu'il y a équivalence entre le travail du mouton et le travail des forces résistantes qui s'opposent à l'enfoncement du pieu. En s'appuyant sur la théorie de la percussion, on considère que le travail total du mouton, diminué du travail perdu pendant le choc, par les déformations élastiques ou par toutes autres causes, est égal au produit de la résistance opposée au mouvement (diminuée du poids du mouton et du poids du pieu) par l'enfoncement du pieu sous l'effet du coup de mouton. C'est cette résistance au mouvement que l'on assimile à la charge portante du pieu.

Lorsque le mouton entre en contact avec le pieu, il le met en mouvement, sa vitesse diminue pour devenir égale à celle du pieu après le choc. Mais à l'instant de l'impact, le mouton rebondit et subit donc une nouvelle diminution de vitesse. Il faut en tenir compte dans le calcul.

Les différentes causes, auxquelles on a fait allusion ci-dessus, autres que les chocs et les déformations élastiques, susceptibles d'absorber une certaine énergie, sont les vibrations du sol, du pieu, de la sonnette, ainsi que les résistances passives et les déformations permanentes du pieu, du mouton et du sol entraîné.



On connaît fort mal ces pertes d'énergie et il est difficile de les évaluer mais comme elles sont, en général, faibles, on a l'habitude de les négliger.

Enfin, l'application des formules de battages (dynamiques) aux calculs de charges portantes (statiques), se heurte en principe à une difficulté théorique. Il est, en effet, bien évident que le comportement statique d'un pieu sous les charges permanentes d'un ouvrage, ou même sous des surcharges rapidement variables, n'est pas nécessairement le même que sous un choc. Il y a donc à la base de toutes les formules de battage une contradiction, puisqu'on identifie une charge portante « dynamique » à une charge portante « statique ».

Dans un massif pulvérulent relativement compact et perméable, les essais de laboratoire (triaxial ou œdomètre) donnent les mêmes résultats pour des charges appliquées rapidement ou lentement. Pour ce genre de massif, l'application des formules dynamiques doit donner des résultats relativement exacts.

Dans un milieu cohérent peu perméable, le sol peut être lubrifié par la présence de l'eau et ne présenter apparemment aucune résistance, alors qu'un frottement important se développera ultérieurement. Dans ce cas, les essais de battage donnent des résultats trop faibles pour le frottement latéral. Par contre, en ce qui concerne la résistance à la pointe, les charges instantanées pendant le battage sont entièrement reprises par l'eau qui n'a pas le temps de se mettre en mouvement par suite du faible coefficient de perméabilité.

La résistance statique à la pointe peut être très différente lorsque la charge est appliquée pendant un temps plus ou moins long. Après un jour de repos, par exemple, on obtient quelquefois des refus beaucoup plus faibles. Donc pour les massifs cohérents peu perméables, l'application des formules dynamiques peut donner des résultats qui n'ont aucun rapport avec la force portante de rupture statique des pieux.

L'obtention d'un certain refus est généralement une condition nécessaire mais non suffisante. Il arrive, en effet, que des pieux pour lesquels le refus n'a pas été atteint soient susceptibles de porter des charges importantes (phénomènes de thixotropie) mais, inversement, il y a des exemples relativement nombreux pour lesquels on ne peut exercer avec sécurité la charge résultant de l'application des formules de battage au refus mesuré.

Dans le cas de battage en milieu cohérent immergé, il faut toujours procéder à un ou plusieurs essais de chargement *in situ* (conformément aux recommandations de l'article 10.3) pour vérifier les charges portantes déduites des formules de battage.

Malgré ces difficultés, on continue à utiliser les formules de battage, car elles sont d'un emploi relativement simple. Les résultats auxquels elles conduisent ont fait l'objet d'études systématiques et pour certaines d'entre elles, on peut être assuré d'une concordance satisfaisante avec les résultats des essais de chargement.

### 10.2.2 Formule de Crandall.

Dans sa chute, le mouton acquiert une énergie $MH$ qu'il communique au pieu. Si toute l'énergie était transmise et s'il n'y avait pas, par ailleurs, des pertes d'énergie, on pourrait écrire :

$$Qe = MH$$

soit

$$Q = \frac{MH}{e}.$$

Dans cette formule due à Sander (1850) $Q$ représente la charge portante, $M$ la masse du mouton, $H$ sa hauteur de chute et $e$ le refus.

La formule de Sander donne des résultats trop élevés. De nombreuses tentatives ont été faites pour en améliorer la précision, en prenant en compte différents termes complémentaires représentant certaines pertes d'énergie.

La formule la plus élaborée est celle de Chellis que l'on trouvera ci-dessous, elle est valable pour un mouton en chute libre et à simple effet :

$$Q = \frac{1}{F} \cdot \frac{MH}{e + \frac{1}{2}(e_1 + e_2 + e_3)} \cdot f \cdot \frac{M + r^2 P}{M + P}.$$

Les lettres $Q$, $M$, $H$ et $e$ ont la même signification que ci-dessus. Les autres notations représentent :

- $F$ : le coefficient de sécurité.
- $P$ : la masse du pieu.
- $f$ : un coefficient d'efficacité (il peut varier de 0,75 à 1 suivant le type de marteau).
- $r$ : le coefficient de restitution dans le choc (il peut varier de 0 à 0,55 environ, on choisira la valeur 0,25 dans le cas d'un casque en bois placé sur un pieu en béton armé).
- $e_1$, $e_2$, $e_3$ : les raccourcissements élastiques du pieu ($e_1$), du casque de battage ($e_2$), et du terrain ($e_3$). En première approximation, on peut écrire :

$$e_1 = \frac{QD}{AE}$$

où $D$ et $A$ sont respectivement la longueur et la surface de la section droite du pieu, $E$ est le module d'élasticité du matériau du pieu.

En France, une formule très utilisée est celle de Crandall que l'on déduit très facilement de celle de Chellis en négligeant les raccourcissements élastiques du casque de battage et du terrain, en supposant que le coefficient de restitution lors du choc est nul et en incorporant le coefficient d'efficacité dans le coefficient de sécurité. On trouve :



$$\boxed{Q = \frac{1}{F} \cdot \frac{MH}{e + \frac{e_1}{2}} \cdot \frac{1}{1 + \frac{P}{M}}}.$$

Des études statistiques approfondies ont montré que cette formule était valable dans un éventail assez large de conditions et donnait des résultats assez fidèles. On peut donc recommander d'utiliser avec cette formule un coefficient de sécurité $F$ de 3.

Il faut bien prendre garde de ne pas confondre la formule de Crandall avec deux autres formules, celle des Hollandais qui connaît aussi beaucoup de succès en France et celle de « l'Engineering News » qui a la même vogue aux Etats-Unis. *Ces deux formules ne doivent être utilisées qu'avec une extrême prudence, car elles donnent suivant les cas, des sécurités excessives ou insuffisantes.*

« L'Engineering News Formula » se présente sous la forme :

$$Q = \frac{1}{F} \cdot \frac{MH}{e + c}$$

tandis que celle des Hollandais s'écrit :

$$Q = \frac{1}{F} \cdot \frac{MH}{e} \cdot \frac{1}{1 + \frac{P}{M}},$$

dans laquelle il est d'usage de prendre $F = 6$.

Si l'on néglige l'influence de la masse du pieu, on constate que ces trois formules diffèrent dans la prise en compte du refus. Dans la formule de Crandall, on ajoute au refus proprement dit la moitié du raccourcissement élastique du pieu ; dans celle des Hollandais on ignore ce terme complémentaire ; dans « l'Engineering News Formula » enfin, on ajoute au refus $e$, un terme constant $c$ représentatif de certaines pertes d'énergie. Comme on l'a dit plus haut, ces deux dernières manières de faire peuvent être dangereuses.

Bien entendu, tant que le raccourcissement élastique $e_1$ est petit devant $e$ (ce qui se produit lorsque le refus $e$ est assez grand, c'est-à-dire quand $Q$ est faible et donc $e_1$ aussi), les formules des Hollandais et de Crandall donnent des résultats équivalents.

On a indiqué plus haut un mode de calcul approximatif pour $e_1$. On peut aussi effectuer des mesures directes des raccourcissements élastiques. Divers dispositifs ont été mis au point, mais ces mesures restent délicates.

Pour terminer, on rappellera qu'il ne faut pas se fier aveuglément aux résultats des formules de battage. Il faut saisir toutes les occasions de rassembler des informations sur les conditions du battage et tenter de les interpréter.

Les formules classiques de battage ne s'appliquent plus dans le cas particulier du battage avec un mouton diesel. Il y a donc lieu de recourir à l'utilisation de formules spéciales tenant compte des caractéristiques propres du matériel de battage utilisé.

Le D. T. U. nº 13.2 de mars 1966, relatif aux travaux de fondations profondes pour le bâtiment, précise, à ce sujet, en son annexe II que l'emploi de la formule de Crandall est à conseiller dans l'utilisation des moutons diesel en considérant une hauteur fictive de chute de la masse frappante, chemise exclue, égale au double de la hauteur réelle, soit 2,50 m en général.

## 10.3 ESSAIS DE CHARGEMENT DE PIEUX EN PLACE.

Si on a contrôlé, au préalable, l'homogénéité de la couche porteuse sur une grande épaisseur, un essai de mise en charge d'un ou plusieurs pieux constitue certainement le moyen le plus précis et le plus exact pour déterminer la charge portante admissible.

Cependant, les essais de ce type sont longs (3 à 10 jours en moyenne selon le processus de chargement) et coûteux (60 000 à 100 000 F). De ce fait, ils sont rarement réalisés, tout au moins en France, pour les investigations préliminaires lors de la préparation des projets d'études de fondations.

Naturellement, si l'homogénéité de la couche porteuse n'a pas été reconnue avec suffisamment de soins, l'essai de chargement n'aura aucune signification, il pourra, en effet, aussi bien être trop favorable que trop pessimiste.

### Cadence de chargement.

Lorsque l'essai a pour but de vérifier qu'un pieu peut supporter une charge nominale $N$ donnée, le chargement s'effectue, en général, selon le processus suivant : la première partie de l'essai consiste à appliquer cette force $N$ au pieu en quatre opérations successives de chargement égales chacune à $\frac{N}{4}$. On attendra dix minutes au moins entre chaque opération.

La charge $N$ est alors maintenue constante jusqu'à la stabilisation. On admet que celle-ci est atteinte lorsque l'enfoncement du pieu pendant une heure est inférieur à 0,2 millième de son diamètre ou de son côté. Le pieu est ensuite déchargé de la même manière en quatre étapes identiques. On note la stabilisation sous charge nulle. On procède alors au rechargement du pieu jusqu'à la charge d'essai $E$ qui est généralement fixée par les documents contractuels. Cette opération s'opère elle aussi en quatre étapes, tout d'abord par deux fois l'application d'une charge $\frac{N}{2}$, puis par deux fois encore celle d'une charge $\frac{E-N}{2}$. Là aussi, il convient d'attendre une dizaine de minutes au moins entre les deux dernières opérations de chargement. La charge $E$ est maintenue en place jusqu'à ce que la stabilisation soit obtenue.

Lorsque, par contre, l'essai de chargement a pour but d'explorer les possibilités du terrain et de rassembler des renseignements pour la mise au point d'un projet, il n'y a plus de charge nominale. On essaie de pousser le chargement assez loin pour observer l'amorce de la rupture du sol en suivant un processus tout à fait analogue à celui qui a été décrit plus haut, l'opération peut donc durer plusieurs jours.



### Interprétation des diagrammes « efforts-tassements ».

L'allure des courbes « charge-tassement » pour les pieux est semblable à celle des fondations superficielles, il en existe donc deux types principaux (Fig. IX-3).

Evidemment, lorsqu'on se trouve dans le cas d'une courbe telle que (*a*) avec asymptote verticale, il n'y a aucune ambiguïté pour définir la charge portante de rupture. Mais lorsque le diagramme a l'allure (*b*), il n'en est plus de même. Aussi de très nombreuses recommandations, plus ou moins discordantes d'ailleurs, ont-elles été émises pour l'interprétation de telles courbes efforts-déformations.

Le code de la Ville de Boston (Etats-Unis) prescrit, par exemple, d'admettre comme charge portante de calcul la moitié de la charge provoquant un tassement permanent d'un demi-pouce (12,7 mm) après exécution de l'essai et déchargement. Ce mode de définition de la charge portante admissible est assez arbitraire.

On étudiera avec plus d'intérêt la règle proposée par Parez. Cet auteur préconise de suivre l'évolution des tassements sous charge constante après chaque opération de chargement et de déterminer la « vitesse de tassement $\frac{ds}{d \lg t}$ » correspondante. La courbe représentative de la variation de cette vitesse en fonction de la charge appliquée présente en général un coude très marqué (Fig. X-3). Cette croissance rapide de la vitesse de tassement correspond certainement à un changement très important dans le comportement du pieu. On adoptera donc pour charge de service une certaine fraction (60 à 80 %) de cette charge limite à laquelle correspond la variation brutale de la courbe représentative de la vitesse de tassement.

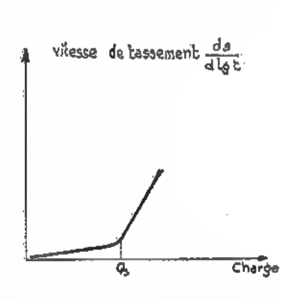



FIG. X-3. — Interprétation d'un chargement de pieu.

### Précautions à prendre.

Trois méthodes de chargement sont généralement utilisées :

— Disposer au-dessus du pieu soumis aux essais, la charge constituée par des pièces de fonte ou d'acier. Cela nécessite l'installation d'une plateforme relativement grande pour les charges supérieures à 100 tonnes ; il y a lieu de vérifier soigneusement l'équilibre de ce dispositif qui risque d'être instable.

Il faut s'assurer, par ailleurs, que la charge reste toujours centrée correctement sur le pieu pendant toute la durée de l'opération, pour éviter tout basculement de celui-ci.

— Utiliser un vérin qui prend appui sur des câbles scellés, à l'aide d'ancrages profonds, nettement plus bas que la pointe des pieux (au moins 5 m).

— Battre trois pieux en ligne et placer une poutre métallique ou en béton à leur extrémité supérieure ; un vérin prenant appui sur cette poutre applique les charges sur le pieu central qui est le pieu d'essai, tandis que les deux pieux d'extrémité absorbent par leur résistance à l'arrachement, les réactions nécessaires.

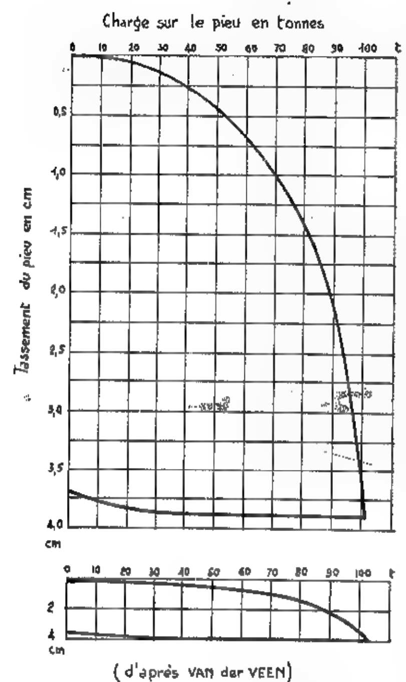



FIG. X-4. — Allures des courbes tassement-charge selon l'échelle employée.

Les fleximètres utilisés pour les essais de chargement doivent être disposés de telle sorte qu'ils soient soustraits à l'influence des tassements ou mouvements de sol provoqués par le déroulement de l'opération.

Van der Veen a attiré l'attention sur la nécessité d'être très prudent dans l'interprétation des essais de chargement de pieux. En effet, selon l'échelle utilisée pour représenter le diagramme charge — tassement du pieu, l'allure de la courbe représentative d'un même essai peut être très différente ainsi qu'en témoigne la figure X-4.

Si l'on considère sur cette figure la courbe inférieure, il semble qu'à 100 tonnes on soit encore très loin de la rupture, par contre la courbe supérieure montre que cette impression est erronée.

## 10.4 DÉTERMINATION STATIQUE DE LA CHARGE PORTANTE.

### 10.4.1 Formules classiques.

La figure X-5 montre un pieu isolé soumis à une charge $Q$ et fiché dans une couche de terrain homogène de grande épaisseur. La charge $Q$ est équilibrée d'une part par la résultante $Q_f$ des forces de frottement qui s'exercent sur la surface latérale du pieu au contact du terrain et d'autre part par la résistance que rencontre le pieu sur sa pointe. Si $q_p$ est la pression moyenne sous la pointe et $A$ la section droite du pieu, la résistance à la pointe $Q_p$ est donnée par :

$$Q_p = Aq_p .$$



On peut donc écrire la relation générale d'équilibre :

$$Q = Q_f + Q_p = Q_f + Aq_p .$$

L'explicitation des deux termes du second membre de cette relation en fonction de $c$ et $\varphi$, a donné lieu à un grand nombre de formules basées sur des hypothèses plus ou moins contestables. Il est, il faut bien le reconnaître d'ailleurs, extrêmement difficile d'évaluer, aussi bien sur le plan théorique que pratique, les deux termes $Q_f$ et $q_p$. Les forces de frottement peuvent même changer de signe si le terrain tasse le long du pieu. On a, alors, un *frottement négatif* qui surcharge le pieu au lieu de le soutenir.

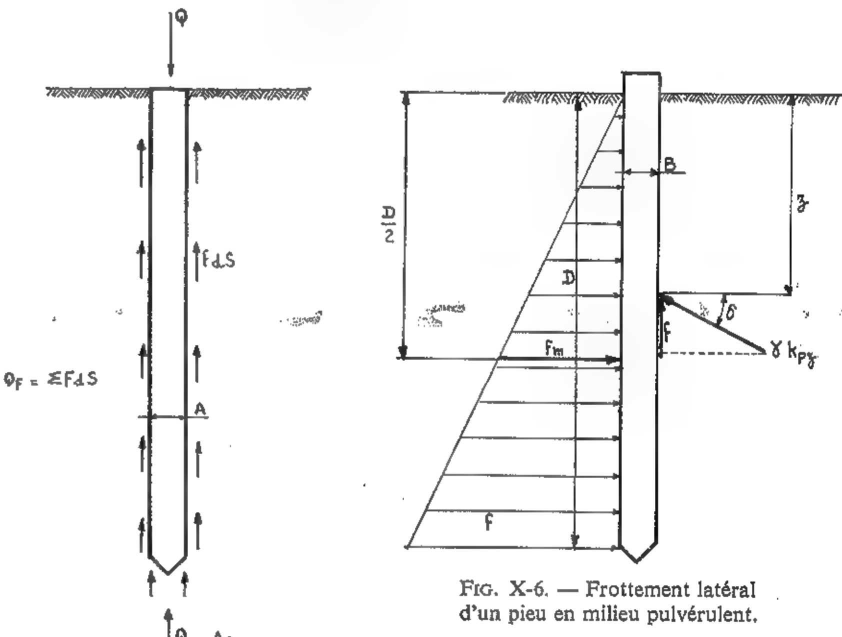



FIG. X-5. — Résistance de pointe et frottement latéral.

FIG. X-6. — Frottement latéral d'un pieu en milieu pulvérulent.

**Frottement latéral.**

Dans les milieux pulvérulents compacts, le pieu en s'enfonçant refoule le terrain et provoque, dans le massif, l'apparition de la butée. Mais on est ici dans un équilibre de révolution, et non plus dans un équilibre plan à deux dimensions, du type de ceux qui ont été étudiés dans le chapitre V.

On admettra néanmoins, avec Caquot, que l'on peut utiliser les mêmes formules et les mêmes coefficients, et l'on écrira, en supposant que la butée se développe avec une obliquité $\delta$ : (Fig. X-6)

$$f = k_{p\gamma} \gamma z \sin \delta$$

où $k_{p\gamma}$ est le coefficient de butée correspondant à un écran vertical, un terre-plein horizontal et une obliquité $\delta$. On voit que le frottement latéral unitaire $f$ croît proportionnellement à la profondeur.

Si l'on additionne ces forces élémentaires tout le long de la surface latérale du pieu, on trouve finalement :

$$Q_f = (k_{p\gamma} \sin \delta) . \gamma \frac{D^2}{2} \cdot p$$

formule dans laquelle $p$ représente le périmètre de la section droite du pieu. On peut d'ailleurs mettre en évidence le frottement unitaire moyen :

$$f_m = \frac{Q_f}{pD} = (k_{p\gamma} \sin \delta) . \gamma \frac{D}{2} = \alpha\gamma \frac{D}{2} .$$

Le tableau I donne les valeurs du coefficient

$$\alpha = k_{p\gamma} \sin \delta$$

pour les deux obliquités $-\varphi$ et $-\frac{2}{3}\varphi$ et pour différentes valeurs de $\varphi$.

L'expérience a montré qu'en pratique, le frottement latéral était toujours inférieur aux valeurs déterminées avec l'obliquité $\delta = -\varphi$, mais était voisin de celles évaluées avec l'obliquité $\delta = -\frac{2}{3}\varphi$, spécialement dans les milieux peu denses.

TABLEAU I

Valeurs du coefficient $\alpha$
intervenant dans l'expression du frottement unitaire moyen

$$f_m = \alpha\gamma \frac{D}{2}$$

| $\varphi$ (degrés) | $\alpha$ pour $\delta = -\varphi$ | $\alpha$ pour $\delta = -\frac{2}{3}\varphi$ |
|---|---|---|
| 10 | 0,285 | 0,186 |
| 15 | 0,567 | 0,364 |
| 20 | 1,03 | 0,641 |
| 25 | 1,81 | 1,100 |
| 30 | 3,21 | 1,88 |
| 35 | 5,85 | 3,27 |
| 40 | 11,3 | 5,90 |
| 45 | 23,7 | 11,4 |

D'après Caquot et Kérisel.



Dans un milieu cohérent doué de frottement, on peut résoudre le problème de façon analogue en utilisant le théorème des états correspondants. Il faut donc ajouter au frottement unitaire calculé précédemment, un terme dû à la cohésion. La composante tangentielle de la contrainte due à la cohésion a pour expression :

$$k_{pq}(c \cot \varphi) . \sin \delta = \beta c$$

avec

$$\beta = k_{pq} \cot \varphi \sin \delta$$

où $k_{pq}$ est le coefficient de butée des surcharges (voir chapitre V).

Si l'on admet que $\delta = -\varphi$, on a

$$k_{pq} = \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{2 \operatorname{tg} \varphi \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} .$$

Le frottement unitaire $f$ s'écrit alors :

$$f = \beta c = c \frac{\cos^2 \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{2 \operatorname{tg} \varphi \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)}$$

soit

$$\beta = (1 + \sin \varphi) . e^{2 \operatorname{tg} \varphi \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} .$$

Le tableau II donne les valeurs de cette fonction $\beta$ pour différentes valeurs de $\varphi$. Bien entendu, lorsque $\varphi = 0$, ce coefficient est égal à 1.

Dans un terrain doué à la fois de frottement interne et de cohésion, on peut donc prendre en compte le long du pieu, un frottement unitaire moyen de la forme :

$$f_m = \alpha\gamma \frac{D}{2} + \beta c$$

les deux coefficients $\alpha$ et $\beta$ dépendent des angles $\varphi$ et $\delta$.

Lorsque $\varphi = 0$, cette formule se simplifie radicalement puisque

$$\alpha = 0 \qquad \text{et} \qquad \beta = 1$$

on a alors

$$f_m = c .$$

L'expérience montre d'ailleurs que cette dernière formule est assez optimiste et que pour les argiles sans frottement, le coefficient $\beta$ peut être inférieur à 1.

Caquot et Kérisel proposent la relation expérimentale suivante :

$$\beta = \frac{1 + c_u^2}{1 + 7 c_u^2}$$

où $c_u$ est la cohésion apparente exprimée en bars.

On voit que ce coefficient $\beta$ diminue assez rapidement, lorsque $c_u$ augmente, jusqu'à $\beta = 0,25$ pour $c_u = 0,1$ MPa ; la décroissance est ensuite beaucoup plus faible. Cette valeur du frottement latéral est celle que l'on constate lors du battage ; avec le temps, la pression interstitielle apparue au moment du battage se dissipe et le frottement latéral augmente le plus souvent pour retrouver une valeur voisine de $f = c$. Très fréquemment, on admet en première approximation.

$$0,5 < \beta < 0,85\,.$$

TABLEAU II

Valeurs du coefficient $\beta$ figurant dans le terme supplémentaire de frottement latéral $\beta c$ dû à la cohésion dans les argiles à frottement

| $\varphi$ (degrés) | $\beta$ |
|---|---|
| 10 | 1,60 |
| 15 | 2,06 |
| 20 | 2,70 |
| 25 | 3,62 |
| 30 | 5,01 |
| 35 | 7,27 |
| 40 | 10,36 |
| 45 | 17,97 |

D'après Caquot et Kérisel.

Lorsque le milieu cohérent n'est pas consolidé, la répartition des contraintes de frottement le long du pieu est fort complexe. Si le pieu se déplace plus que le sol, il le charge par frottement, mais inversement s'il advient que le sol ait un déplacement plus important que le pieu, c'est ce dernier qui est chargé. On dit dans le premier cas qu'on a un frottement positif (pieu sur sol) et dans le second cas un frottement négatif (sol sur pieu).

L'apparition d'un frottement négatif est un phénomène général qui peut être provoqué par deux sortes de causes :

— Le tassement des terrains sous leur propre poids (cas des remblais, des vases), phénomène qui peut être accentué par le rabattement de la nappe phréatique (cas de la ville de Mexico, cf. Fig. XII-43 et XII-44).

— L'influence d'une surcharge extérieure appliquée directement au terrain (cas des usines, laminoirs, entrepôts de denrées alimentaires, etc.), cette surcharge extérieure peut quelquefois résulter de l'exécution d'un simple remblai, il ne faut pas oublier que 6 m de remblais exercent une surcharge voisine de celle provoquée par un immeuble de dix niveaux.

On notera l'influence assez considérable de la valeur retenue pour $\delta$ dans



l'évaluation du frottement unitaire moyen lorsque l'on est en présence d'un milieu à frottement interne. Seules, des mesures et des expériences peuvent permettre de décider des valeurs qu'il convient d'adopter ; il ne faut pas oublier, en effet, que la base théorique des formules utilisées est très fragile puisqu'on a repris, sans précaution aucune, les coefficients calculés pour l'équilibre à deux dimensions. On trouvera, à la fin de cet article quelques indications à ce sujet.

Tout le calcul a été développé dans le cas d'une couche homogène, mais on pourrait sans difficulté l'adapter au cas d'un milieu stratifié.

**Résistance de pointe.**

On a vu, dans le chapitre précédent, que la force portante d'une semelle circulaire de diamètre $B$ pouvait être évaluée par la formule :

$$Q = \pi \frac{B^2}{4}(0,4\,\gamma B N_\gamma + \gamma D N_q + 1,2\,c N_c)$$

où $N_\gamma$, $N_q$ et $N_c$ sont les facteurs de capacité portante.

De manière classique, on utilise cette formule pour évaluer la résistance de pointe des pieux. On notera toutefois que $D$ est grand devant $B$ dans ce cas et que le terme de surface est toujours négligeable devant les deux autres. On écrira donc finalement :

$$q_p = \frac{Q_p}{A} = \gamma D N_q + 1,2\,c N_c\,.$$

Dans un milieu purement cohérent, la formule précédente devient :

$$q_p = \gamma D + 6\,c\,.$$

Les formules ci-dessus ont été utilisées pendant de nombreuses années, mais il faut bien reconnaître que les résultats auxquels elles conduisent n'ont pas été vérifiés par l'expérience. Que ce soit en milieu pulvérulent ou cohérent, les forces portantes réelles à la rupture des pieux ont toujours été supérieures.

Ces formules sont donc trop pessimistes. On va examiner dans quelle mesure il est possible d'adopter pour les fondations profondes des forces portantes de rupture supérieures.

**10.4 2 Vérifications expérimentales des formules statiques.**

On vient de présenter les formules classiques de calcul de la force portante des pieux. La pratique courante montre que ces formules donnent des résultats trop faibles. De nombreuses expériences ont donc été tentées pour connaître le comportement exact du sol, et modifier en conséquence les formules classiques.

Les essais *in situ* réalisés couramment ne permettent pas, en général, de

dissocier la résistance à la pointe de celle due au frottement latéral ; la vérification des formules ne peut donc être que globale.

Pour éviter cet écueil, des recherches ont été entreprises en laboratoire avec des pieux modèles réduits ou des pénétromètres. En particulier Kérisel à Paris, Schultze à Aix-la-Chapelle et Vesic aux Etats-Unis, ont effectué différentes mesures dans des bacs à sable. De nombreux essais ont été réalisés dans des cuves de grands diamètres à l'aide de pénétromètres de dimensions variables.

Dans certains pays, on opère, comme en France, sur du sable mis en place à densité constante ; ce procédé est très intéressant sur le plan théorique, mais il nécessite une mise en œuvre relativement longue et difficile. Dans d'autres pays, en Allemagne par exemple, on utilise du sable de densité non uniforme (différences dues à l'ensilage des grains sur une grande hauteur), la densité des diverses couches est mesurée par absorption de neutrons.

On enregistre séparément, sans difficulté, les efforts sur la pointe et sur le fût (frottement latéral). Des jauges de contraintes régulièrement espacées permettent même d'obtenir les variations, le long du fût, du frottement mesuré globalement.

Ces expériences ont montré que le facteur $N_q$ des pieux modèles réduits ou des pénétromètres, est beaucoup plus grand que celui des fondations superficielles et que le frottement latéral déduit de la butée théorique n'est pas entièrement mobilisé pour des grains anguleux, surtout en milieu lâche.

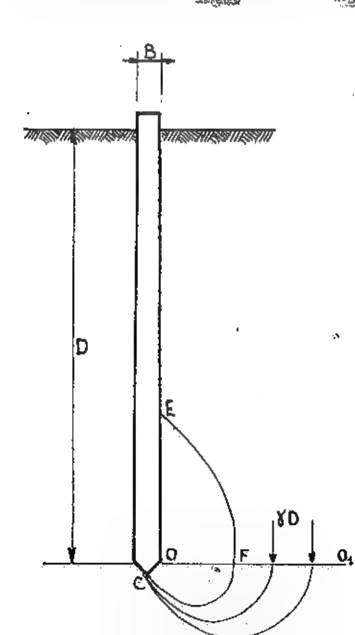


Fig. X-7. — Lignes de glissement issues de la pointe.

Les essais effectués par Kérisel, à Orléans, dès 1939, ont indiqué que le frottement latéral, en milieu dense, était assez voisin, par défaut, de celui donné par la théorie, mais que l'effort de pointe était six à sept fois plus important.

Pourquoi les calculs de force portante des fondations superficielles donnent-ils, dans le cas des pieux, des résultats insuffisants ? On peut l'expliquer en cherchant la forme des lignes de glissement issues de la base du pieu.

Dans les calculs de semelles, on admet que ces lignes de glissement s'arrêtent au niveau $OO_1$ et que les terres sus-jacentes (Fig. X-7) n'agissent que comme une surcharge $\gamma D$. Or, il n'y a, en réalité, aucune raison pour que les lignes de glissement ne se poursuivent pas au-delà du niveau $OO_1$ de la pointe, et ne se retournent pas sur le fût lui-même selon une ligne telle que $CFE$ par exemple.

On peut admettre, d'une manière schématique, que les lignes de glissement qui règnent autour d'un pieu divisent le milieu en quatre zones (Fig. X-8).



— la zone I, limitée par la ligne de glissement $EF'G'$ correspondant au frottement latéral le long du fût ; dans cette zone, le milieu est en équilibre de quasi-butée ;

— la zone II, limitée par la ligne de glissement $OCFE$ correspondant à l'effort en pointe ; dans cette zone, le milieu est également en équilibre de butée ;

— les zones III et IV, situées au-delà des lignes de glissement. Dans ces zones, le milieu n'est pas en équilibre plastique, mais pseudo-élastique.

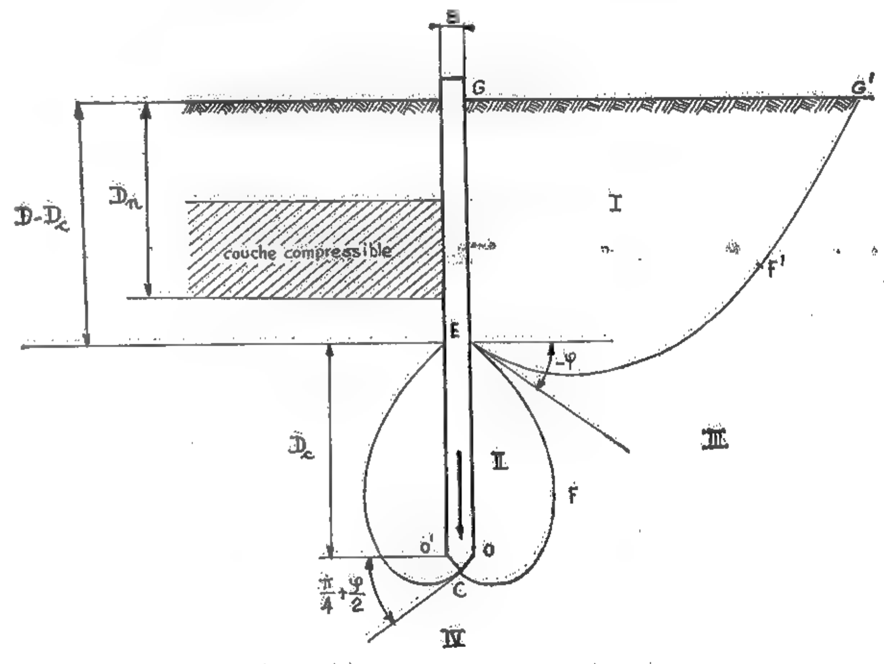


Fig. X-8. — Schéma de fonctionnement d'un pieu.

La force portante des pieux serait connue, si l'on savait déterminer la nature géométrique des lignes de glissement régnant dans la zone II, et en particulier, la position du point $E$, limite commune des zones I et II, le long du fût. Il resterait alors à évaluer la répartition des contraintes le long du fût de $E$ à $O$.

Meyerhof a admis que les lignes de glissement dans la zone II étaient des *spirales logarithmiques*. Il a supposé, en outre, que les réactions du pieu le long de $EO$ pouvaient être mises sous la forme $Kz$. On peut, à partir de ces hypothèses développer des calculs de capacité portante, mais on aboutit à des formules extrêmement complexes. Il est préférable de suivre la voie proposée par

Caquot et Kérisel qui ont cherché des expressions empiriques pour représenter au mieux le résultat des essais effectués par différents géotechniciens.

A la suite de nombreux essais de laboratoire, effectués en particulier à Londres par Skempton, Yassin et Gibson de 1953 à 1955, Caquot et Kérisel ont proposé de retenir pour le calcul des fondations profondes, la valeur de $N_q$ donnée par l'expression suivante :

$$N_q = 10^{3,04 \operatorname{tg} \varphi} = e^{7 \operatorname{tg} \varphi}.$$

On note immédiatement la grande différence entre les fondations profondes et superficielles, puisque pour ces dernières on a

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi}.$$

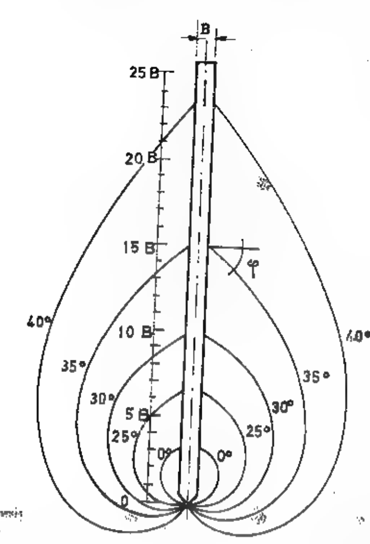



FIG. X-9. — Influence du frottement interne sur la forme des lignes de glissement issues de la pointe.

La formule $N_q = 10^{3,04 \operatorname{tg} \varphi}$ ne peut être introduite dans le calcul de la résistance de pointe que si le point $E$ est au-dessous du niveau du sol (Fig. X-8) c'est-à-dire si la spirale logarithmique $CFE$ est entièrement dans la couche porteuse d'angle de frottement $\varphi$. La figure X-9 montre le tracé de cette spirale en fonction de $\varphi$.

Autrement dit, la fiche du pieu doit être au moins égale à une hauteur dite « critique » $D_c$ pour laquelle Caquot et Kérisel ont proposé la valeur expérimentale :

$$D_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3}$$

(où $B$ est le diamètre ou le côté du pieu).

Cette formule traduit aussi un fait expérimental bien établi : les hauteurs critiques sont proportionnelles aux diamètres des pieux ou des pénétromètres.

De nouveaux essais réalisés à la station de recherches de Saint-Rémy-les-Chevreuse entre 1956 et 1966, avec des pieux de diamètres très différents, ont conduit Caquot et Kérisel à modifier leur formule et à écrire :

$$\boxed{N_q = 10^{N \operatorname{tg} \varphi}}.$$

Le coefficient $N$ variant de 3,7 pour les petits diamètres, à 2,7 pour les diamètres de 32 cm.

Lorsque le diamètre du pieu ou du puits dépasse notablement cette dernière valeur, le coefficient $N_q$ devient alors très voisin du coefficient des fondations superficielles.



Pour l'application des formules ci-dessus, on attire tout particulièrement l'attention sur le fait que la pression de poinçonnement en pointe n'est égale à $\gamma D N_q$ qu'au début de la pénétration du pieu ou du pénétromètre dans la couche porteuse. Cette pression de rupture par poinçonnement tend ensuite vers une limite pratiquement constante.

Il est manifeste que la pression de pointe ne peut croître indéfiniment avec la fiche $D$. Et pourtant, ce phénomène n'a été reconnu que depuis très peu de temps ; pendant de nombreuses années, on a contesté que le poinçonnement puisse se stabiliser à une valeur limite. La constance de la résistance de pointe révélée par de nombreux essais au pénétromètre statique était attribuée à des causes fortuites.

La plupart des essais sur modèles réduits avaient d'ailleurs laissé ce phénomène dans l'ombre parce que, précisément, la profondeur à laquelle il se manifeste, est supérieure aux profondeurs usuelles d'expérience sur modèle réduit.

### 10.4.3 Utilisation des formules statiques.

Les indications qui précèdent montrent que l'utilisation des formules statiques est extrêmement délicate. Aussi de nombreux auteurs passent-ils sous silence ces formules et préconisent-ils exclusivement l'emploi des formules de battage ou des diagrammes de pénétration.

Il faut souligner que l'insuffisance des formules statiques, relatives tant à la résistance de pointe qu'au frottement latéral, tient probablement en grande partie à la variation de la densité du sol lors du fonçage des pieux, variation qui n'est pas prise en compte dans les formules théoriques.

Lorsque l'on désirera néanmoins se servir des formules statiques pour calculer la force portante des pieux, malgré la contre-indication rappelée ci-dessus, on devra s'assurer que cohésion et frottement interne sont connus avec une bonne précision, ce qui est relativement rare pour les fondations profondes exécutées sous la nappe.

Il faut alors être très prudent dans le choix des différents coefficients qui entrent dans la formule. Pour la résistance de pointe, on n'adoptera pour $N_q$ la valeur $10^{2,7 \operatorname{tg} \varphi}$ que dans la mesure où la fiche réelle est supérieure à la fiche critique $D_c$ (Fig. X-9) et que si les dimensions transversales du pieu n'excèdent pas trop 30 cm.

Pour le frottement latéral, on modifiera légèrement l'expression donnée plus haut et l'on écrira :

$$Q_f = p(D - D_c)\left(\alpha\gamma \frac{D - D_c}{2} + \beta c\right)$$

de manière à tenir compte du fait que la partie basse du pieu contribue à la résistance de pointe et non au frottement latéral. On choisira pour les coefficients $\alpha$ et $\beta$ (tableaux I et II), les valeurs correspondant à un angle de frottement fictif $\varphi_s$ tel que $\operatorname{tg} \varphi_s = 2/3 \operatorname{tg} \varphi$ (avec $\delta = \varphi_s$).

Chaque fois que l'on étudie des fondations profondes il ne faut pas oublier

l'intervention possible d'un frottement latéral négatif. Ce phénomène peut se produire en particulier lorsque sur la profondeur $D - D_c$, on a mis en évidence une ou plusieurs couches molles très compressibles (Fig. X-8). Dans ce cas, la formule ci-dessus ne peut plus s'appliquer ; non seulement il n'existe pas de frottement positif au droit des couches compressibles et au-dessus d'elles, mais encore la consolidation des couches molles surcharge le pieu et réduit donc sa force portante nette. Si l'on admet que le frottement négatif qui se manifeste ainsi est du même ordre de grandeur que le frottement positif, on est amené à remplacer dans l'expression de $Q_f$ donnée plus haut, la quantité $D - D_c$ par $(D - D_c - 2 Dn)$.

La charge admissible sur le pieu se déduira de la force portante résultant des calculs précédents par l'application d'un coefficient de sécurité qui devra toujours être égal à 3 au moins pour l'effort total et à 2 pour l'effort de pointe considéré seul.

### 10.4.4 Frottement latéral négatif

Le frottement latéral négatif se manifeste lorsque le terrain traversé par le pieu est le siège d'un tassement. Ceci se produit dans deux cas principaux, lors du rabattement d'une nappe phréatique ou bien en raison de la surcharge de couches très compressibles par des remblais (cf. Fig. X-10) ou à la suite du stockage de matières pondéreuses (terre-plein des usines sidérurgiques).

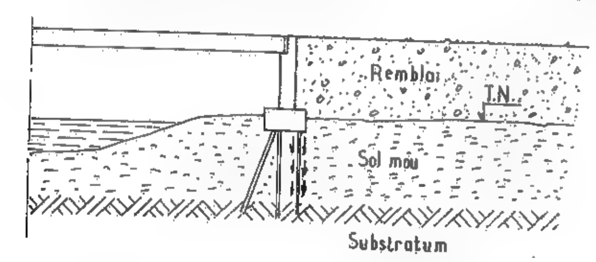



FIG. X-10. — Exemple de frottement négatif.

La détermination de l'intensité du frottement négatif est extrêmement difficile, même pour un pieu isolé. On donnera ci-dessous quelques indications dans le cas d'un pieu fondé sur un substratum incompressible (Fig. X-11). Le pieu traverse successivement un remblai d'épaisseur $H_1$ puis une couche compressible d'épaisseur $H_2$, avant d'atteindre le substratum. Pour qu'il y ait frottement négatif, il faut que le tassement de la couche compressible, sous l'action des remblais, dépasse une certaine valeur minimale. Mais l'amplitude du tassement des couches élémentaires de sol compressible diminue avec la profondeur et l'on peut imaginer qu'à un certain moment le tassement n'est plus suffisant pour provoquer un frottement négatif. La répartition du frottement



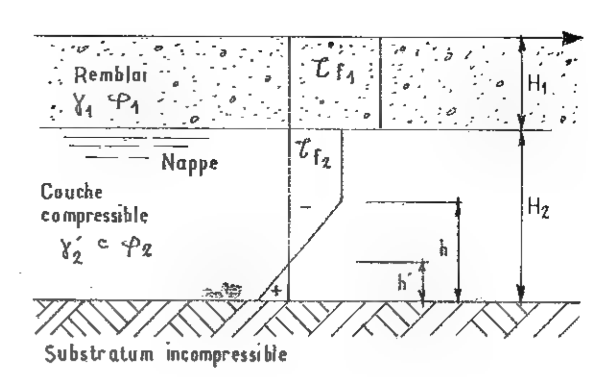
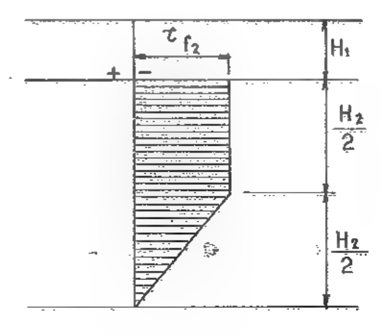



FIG. X-11. — Frottement négatif : principe de la répartition des contraintes.

le long d'une verticale au sein de la couche compressible n'est donc pas uniforme. La figure X-11 indique l'allure générale que peut prendre cette répartition. Le frottement négatif a d'abord une valeur constante $\tau_{f_2}$ sur une hauteur $(H_2 - h)$ puis le frottement décroît pour s'annuler à une hauteur $h'$ au-dessus du substratum et change éventuellement de signe dans le bas de la couche (où l'on retrouve le frottement positif classique).

Les valeurs de $h$ et $h'$ influent grandement sur l'intensité totale du frottement négatif qui peut varier énormément. Ces valeurs dépendent de nombreux paramètres, comme la déformabilité du substratum, la compressabilité des couches, mais aussi de l'intensité des tassements et de l'élasticité du pieu. Les figures X-12 *a* et *b*, précisent l'allure de la répartition du frottement dans deux cas extrêmes : celui d'une couche très compressible par rapport au



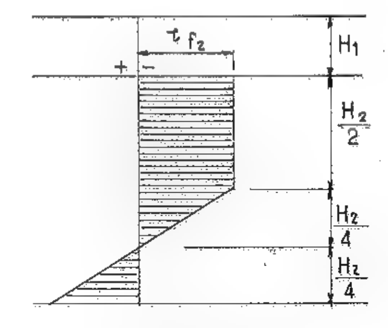



FIG. X-12. — Répartition du frottement négatif dans une couche compressible.

substratum et celui d'une couche de compressibilité comparable à celle du substratum. On trouve alors, sans difficulté, pour le frottement négatif total :

$$F_2 = \frac{3}{4} \tau_{f_2} \pi \, \mathrm{d} H_2 \quad \text{dans le cas } a$$

$$F_2 = \frac{1}{2} \tau_{f_2} \pi \, \mathrm{d} H_2 \quad \text{dans le cas } b .$$

On admet généralement que dans le remblai, le frottement négatif a une intensité constante $\tau_{f_1}$ qui dépend des caractéristiques géotechniques du terrain mais aussi de la valeur comparée du tassement et du déplacement nécessaire pour mobiliser le frottement. Le frottement négatif total dans le remblai vaut donc :

$$F_1 = \tau_{f_1} \pi \, \mathrm{d} H_1 .$$

Pour appliquer ces formules, il faut déterminer les frottements unitaires à prendre en compte. Cette estimation est très délicate.

Pour un matériau purement cohérent, on admet $\tau_f = c$.

Pour un matériau pulvérulent Lebègue propose :

$$\tau_f = 2(\tan \varphi - \tan 28^o) \sum \gamma h \quad \text{pour} \quad \varphi \geqslant 28^o$$

et

$$\tau_f = 0 \quad \text{pour} \quad \varphi < 28^o .$$

Lorsqu'il y a à la fois frottement interne et cohésion, on écrira en première approximation :

$$\tau_f = c + 2(\tan \varphi - \tan 24^o) \sum \gamma h .$$

Lorsque le remblai est le siège de déplacements importants, le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées propose une méthode légèrement différente (LCPC, Fonds, 1972) on se contentera de le signaler.

Dans le cas d'un groupe de pieux, le phénomène peut être beaucoup plus complexe. Si les pieux sont suffisamment espacés, et si les tassements du sol sont tels que l'on puisse craindre de mobiliser l'effet maximal du frottement négatif, les efforts engendrés dans le pieu pourront être évalués de la même manière que sur le pieu isolé.

Cependant, pour des espacements courants (de 3 à 6 diamètres), il convient de prendre en compte un effet d'accrochage du sol sur le groupe de pieux. En effet, avec des tassements appréciables, les couches supérieures du sol s'accrochent suffisamment au groupe pour ne pas surcharger les couches inférieures à la valeur maximale.

Dans ce cas une méthode d'évaluation approchée des efforts produits dans



les pieux par le frottement négatif a été proposée par Zeevaert, de Beer et Wallays.

Ces brèves indications sont loin d'épuiser le sujet, on a voulu surtout attirer l'attention du lecteur sur l'importance du phénomène et sur sa complexité.

## 10.5 PÉNÉTROMÈTRE ET FONDATIONS PROFONDES.

Pour appliquer les formules statiques, il faut pouvoir calculer $N_q$, donc connaître très exactement les caractéristiques géotechniques du terrain qui doit être supposé homogène. Or, il y a beaucoup de difficultés à prélever des échantillons intacts pulvérulents à grande profondeur et l'interprétation des essais de laboratoire est souvent délicate (« droite » de Coulomb non rectiligne, par exemple, ou discordance entre les angles de frottement mesurés au triaxial et à la boîte de cisaillement).

De plus, les formules théoriques sont établies en faisant des hypothèses sur les répartitions des contraintes pour des terrains idéaux. Dans la nature, le sol est généralement loin d'être « homogène » et « idéal », la répartition réelle des contraintes n'est pas celle envisagée. En outre, les formules statiques ne tiennent pas compte du mode d'exécution des pieux.

Pour lever ces difficultés, on peut procéder à une détermination *in situ* de la force portante grâce à un appareil spécialement construit dans ce but : le pénétromètre. On décrira cet appareil plus en détail dans le chapitre XII, on se contentera de dire maintenant que c'est un engin en forme de pieu élancé qui permet de mesurer à la fois la résistance à la pointe et la force portante totale ; par différence on calcule sans peine la résistance due au frottement latéral. La figure X-13 montre le schéma de l'appareil : on mesure l'effort de pointe en faisant avancer le cône qui termine l'appareil tandis que le fût qui donne le frottement latéral reste fixe ; on peut aussi faire avancer simultanément le fût et le cône et mesurer ainsi la charge portante totale. On peut également mesurer le frottement latéral unitaire directement sur un manchon spécial (Cf. Fig. XII-22).

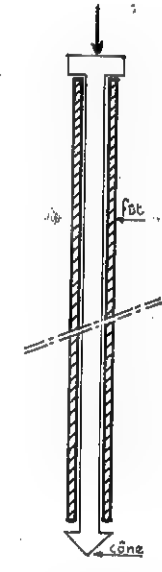


FIG. X-13. Pénétromètre (principe).

### Résistance de pointe.

Les Hollandais, les premiers, ont reconnu dès 1933-1936 que les pénétromètres et les pieux, éléments longs et minces, se comportaient de manière semblable. On ne connaît pas exactement les distributions réelles des contraintes, ni sous un pieu, ni au droit d'un pénétromètre, mais il est tout à fait logique d'admettre, en première approximation, comme les Hollandais et les Belges, que les sollicitations dans les deux cas sont homothétiques, ce qui a d'ailleurs été vérifié par de nombreux essais.

De là découle l'utilisation très simple qui peut être faite du pénétromètre statique pour déterminer les contraintes admissibles et les fiches des pieux.

Kérisel a poursuivi au laboratoire de Saint-Rémy-les-Chevreuse, tout un programme très complet d'expériences et de mesures de l'effort de pointe, avec des pénétromètres de diamètres différents, placés dans des milieux pul-

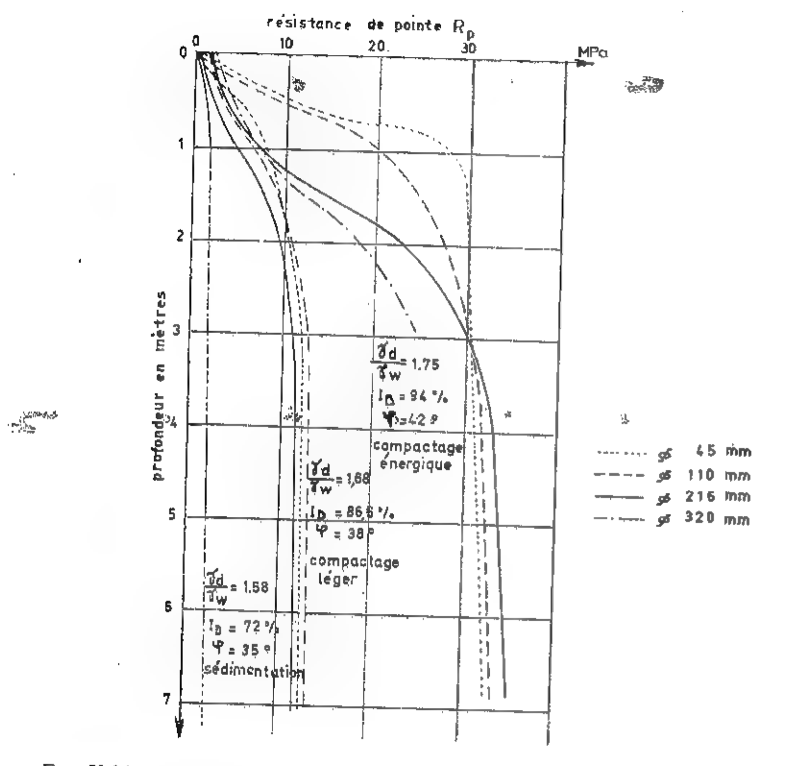



FIG. X-14. — Expériences de Saint-Rémy-lès-Chevreuse : variation de la pression de pointe $R_p$ en fonction de la profondeur pour les diamètres de 45, 110, 216 et 320 mm et diverses densités de sable (d'après Kérisel).

vérulents de densités variables. Les résultats qu'il a obtenus sont très caractéristiques et recoupent fort bien ceux des autres expérimentateurs.

La figure X-14 montre la variation de la pression sous la pointe du pénétromètre statique (que l'on note habituellement $R_p$) en fonction de la profondeur. On constate un résultat fondamental auquel on a déjà fait allusion à l'article précédent : quel que soit le diamètre du pénétromètre, la pression de pointe augmente jusqu'à une certaine profondeur à partir de laquelle elle reste pratiquement constante.



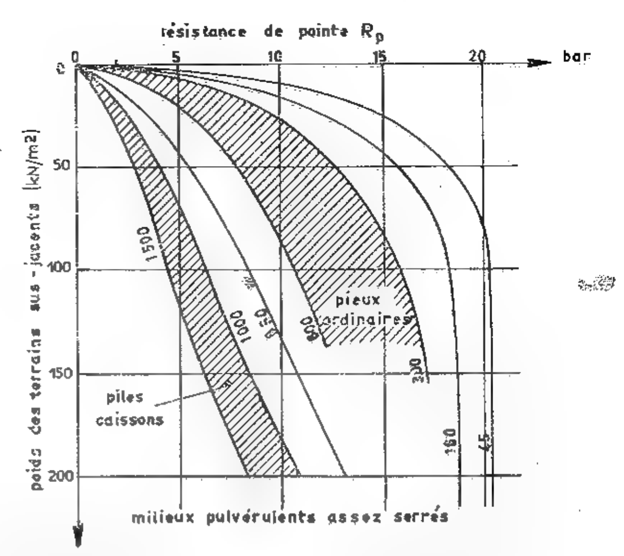



FIG. X-15. — Influence des dimensions des pieux sur la pression de pointe (les dimensions des pénétromètres, des pieux et des piles sont indiquées en millimètres sur les courbes).

Kérisel a rapproché ces résultats des mesures effectuées sur des pieux grandeur nature ou des puits foncés dans des terrains sableux, dans divers pays. La figure X-15 présente la synthèse de ces observations.

*Pieu fortement encastré.*

Pour les pieux de dimensions courantes, lorsque la fiche est suffisamment importante, on voit que la résistance à la pointe du pénétromètre statique est très voisine de celle du pieu. En pratique on négligera le frottement latéral et on prendra, comme le suggèrent les géotechniciens belges et hollandais, un coefficient de sécurité 2. La pression admissible sous la pointe du pieu $q_{ad}$ sera donc donnée par la formule :

$$\boxed{q_{ad} = \frac{R_p}{2}}\,.$$

*Puits ou pieu faiblement encastré.*

Lorsque le pieu n'est pas encastré dans la couche porteuse à une profondeur au moins égale à la fiche critique, il y a lieu de procéder à un abattement sur la valeur de $q_{ad}$ déterminée ci-dessus. La figure X-16 indique l'allure des courbes de pénétration dans une bi-couche pour un pénétromètre de 35 mm et pour un

pieu de 35 cm de diamètre. Avec un « pénétromètre » de diamètre nul, la courbe serait composée de deux droites verticales $O_1$ $a$ et $bb'$ reliées par un palier horizontal ($ab$). Mais il est évident que pour un pénétromètre de gros diamètre ou pour un pieu de diamètre plus important encore, l'influence de la couche porteuse se fera sentir avant que le pieu ne la rencontre et dans celle-ci, la résistance maximale ne pourra être atteinte que lorsque la fiche critique sera dépassée.

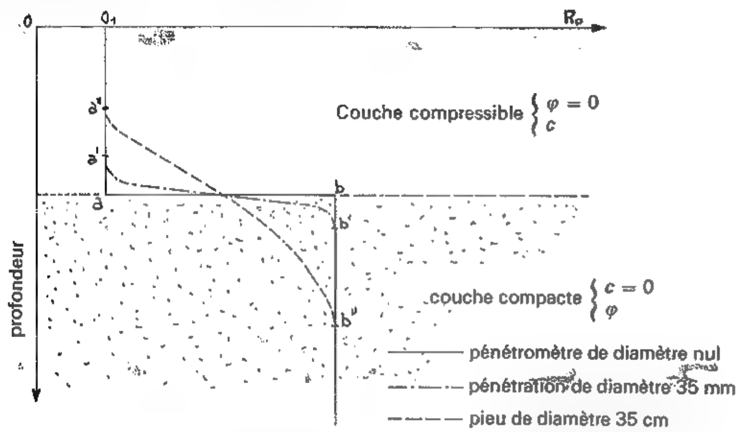



FIG. X-16. — Allure d'un diagramme de pénétration à la frontière de deux couches de résistances différentes.

A l'entrée d'une couche compacte, la résistance à la pointe du pieu est sensiblement égale à la moitié de celle du pénétromètre statique. Donc, pour les puits encastrés de 50 cm environ dans la couche porteuse, c'est-à-dire simplement « posés » sur celle-ci, on pourra, toujours en négligeant le frottement latéral, retenir pour pression admissible, en prenant par prudence cette fois un coefficient de sécurité 3,

$$q_{ad} = \frac{R_p}{6} .$$

Pour les fiches intermédiaires, on interpolera entre $\frac{R_p}{6}$ et $\frac{R_p}{2}$.

On soulignera qu'il est logique de prendre des coefficients de sécurité différents (2 et 3) pour les pieux suffisamment encastrés dans la couche porteuse et pour ceux simplement « posés » sur celle-ci. En effet, dans le premier cas la résistance à la rupture de pointe du pieu est très voisine de $R_p$, dans le second elle est approximativement égale à $\frac{R_p}{2}$. Mais comme il ne s'agit que d'une approximation il est légitime de porter le coefficient de sécurité de 2 à 3 dans ce cas particulier.



Naturellement, le diagramme de pénétration statique, qui met en évidence les couches molles de faible épaisseur, constitue une véritable « radiographie » du sol. Avec un peu d'habitude, on peut en déduire très facilement et avec beaucoup de précision les différents niveaux d'assises possibles pour les fondations profondes ou superficielles.

*Règle de Geuze.*

Lorsque les pieux sont fichés dans des couches pulvérulentes situées entre deux couches très compressibles (vase, argile molle, etc.) (Fig. X-17), il faut être très prudent dans l'interprétation des diagrammes de pénétration, car il est certain que la pression de rupture à la pointe du pieu sera plus faible que celle que développe le pénétromètre. Il y a lieu d'appliquer, dans ce cas particulier, la *règle de Geuze.*

A la suite de nombreux essais effectués en Hollande, Geuze propose de construire de la manière indiquée sur la figure X-17, le diagramme de pénétration d'un pieu de diamètre $B$ à partir du diagramme relevé avec un pénétromètre de diamètre $b$. On conserve les points $L$ et $M$ aux deux limites de la couche porteuse, mais on modifie la pente du diagramme en adoptant pour la courbe relative au pieu des angles $\alpha_1$ et $\beta_1$ tels que

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{B}{b} \operatorname{tg} \alpha \quad \text{et} \quad \operatorname{tg} \beta_1 = \frac{B}{b} \operatorname{tg} \beta .$$

L'expérience a montré qu'en général $\alpha$ est plus petit que $\beta$.

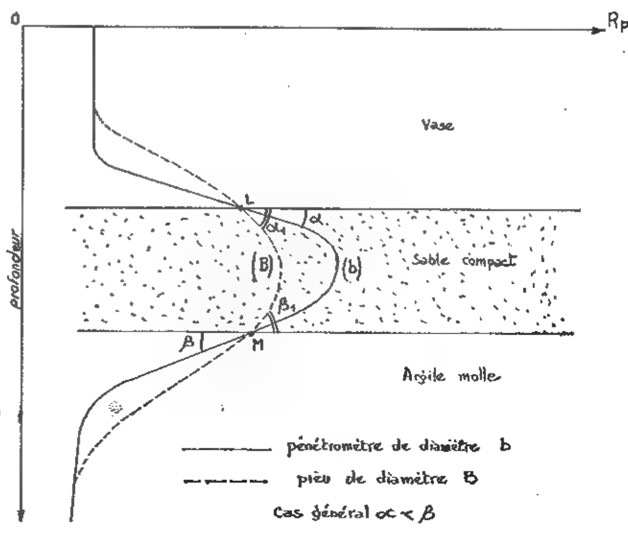



FIG. X-17. — Règle de Geuze.

On lira ainsi sans difficulté les résistances de pointe corrigées que l'on peut escompter pour le pieu de grand diamètre. Et c'est, naturellement, à ces résistances corrigées que l'on appliquera le coefficient de sécurité choisi qui ne devra pas être inférieur à 4.

Là encore il est prudent d'appliquer un coefficient de sécurité de 4 au lieu de 2 pour tenir compte des hypothèses simplificatrices contenues implicitement dans la règle de Geuze.

Naturellement il est absolument indispensable, avant d'utiliser la règle de Geuze, de s'assurer, par de nombreux essais de pénétration, que la couche résistante a une épaisseur uniforme. Au cas où celle-ci ne le serait pas, on devra bien entendu ne tenir compte que de l'épaisseur la plus faible.

**Frottement latéral.**

Les formules théoriques conduisent souvent à des valeurs surestimées du frottement latéral, elles sont donc dangereuses. Il paraît préférable d'évaluer ce terme à partir des diagrammes de pénétration obtenus à l'aide d'un pénétromètre statique.

La méthode la meilleure consiste à effectuer une mesure directe du frottement latéral sur un manchon spécial de petite longueur (13 à 25 cm). Lorsqu'on a déterminé le frottement unitaire moyen $f_p$ le long du pénétromètre, il reste à apprécier celui que rencontrera le pieu $f_m$. Bien que certains auteurs, comme Meyerhof, estiment que le frottement sur le pieu est de l'ordre du double de celui sur le pénétromètre, il paraît souhaitable de se limiter pour des raisons de sécurité à $f_m = f_p$ (Cf. Fig. XII-22 et XII-23).

Si le pénétromètre utilisé ne comporte pas de manchon de mesure du frottement latéral, on peut en calculer l'intensité par différence entre l'effort total exercé sur le pénétromètre et l'effort de pointe. Mais cette méthode est trop peu précise. Il est préférable, dans ce cas, d'admettre, comme l'ont proposé divers spécialistes à la suite de nombreuses comparaisons statistiques, que le frottement latéral est égal à un certain pourcentage de la résistance de pointe $R_p$. On pourra utiliser les estimations suivantes :

— milieu pulvérulent compact ou très dense $f_m = 0{,}002\ R_p$
— milieu pulvérulent lâche ($R_p < 2{,}5$ MPa) $f_m = 0{,}005\ R_p$
— milieu argileux ($R_p < 2{,}0$ MPa) $f_m = 0{,}01\ R_p$.

Certains praticiens déduisent le frottement latéral des diagrammes de pénétration dynamique. Ce procédé doit être déconseillé ; la plupart des pénétromètres dynamiques ne permettent d'ailleurs pas de distinguer l'effort de pointe de l'effort total (Sanglerat, 1974 et 1982).

**Remarques.**

On signalera les recherches intéressantes, effectuées à Grenoble sur la direction de Biarez, pour tenter, de mettre au point des formules théoriques de force portante des pieux tenant compte des résultats obtenus lors des essais de pénétromètre statique (Puech 1975).



## 10.6 GROUPES DE PIEUX.

On a traité, jusqu'à présent, de la force portante d'un pieu isolé. Mais dans la pratique, les pieux sont presque toujours battus ou forés par groupe. Il convient d'étudier l'influence de ce voisinage sur la force portante de chaque pieu du groupe et sur le tassement de l'ensemble.

Le comportement d'un groupe de pieux est différent de celui des pieux isolés. Le battage des premiers pieux tout d'abord provoque une altération des propriétés du sol. On constate, d'autre part, des transferts de charges d'un pieu à l'autre.

La modification des propriétés du sol dépend à la fois de la nature du sol et du procédé d'exécution des pieux. Dans le cas de pieux battus dans des sols cohérents saturés, l'augmentation de la pression interstitielle diminue la résistance au cisaillement de 15 à 30 %, selon Broms. Au fur et à mesure de la dissipation de la pression interstitielle, la résistance au cisaillement augmente et retrouve sa valeur initiale au bout de trois mois environ pour les pieux en béton et de six mois pour les pieux métalliques. Le forage des pieux, par contre, modifie très peu les propriétés des argiles.

Le battage diminue la compacité autour du pieu dans des sols très denses, mais pour des sables lâches ou moyennement compacts, il accroît la densité dès que l'espacement entre les pieux est inférieur à 7 ou 8 diamètres.

On a vu que dans le cas d'un pieu isolé, le transfert des charges entre le pieu et le sol s'effectuait à la fois par frottement latéral le long du fût et par résistance sous la pointe. L'enfoncement nécessaire pour mobiliser la résistance au cisaillement du sol est assez faible dans le cas du frottement latéral et beaucoup plus élevé pour la résistance de pointe. Dans ces conditions, tant que l'on n'atteint pas la charge ultime du pieu, le transfert de charges est plus important le long du fût que sous la pointe. Mais dans la plupart des cas, l'enfoncement du pieu provoque un soulèvement du sol près de la pointe. Lorsqu'on se trouve en présence de plusieurs pieux, il en va de même et là encore, les interactions entre les pieux résultent le plus souvent d'un transfert de charge par le biais du frottement latéral le long des fûts.

Dès que l'entr'axe de deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur, la capacité portante de chacun des pieux est diminuée. Cet abaissement de capacité dépend de la taille de chaque pieu, de la forme du groupement et de la nature du terrain. Il existe de nombreuses méthodes pour évaluer cette perte de résistance.

On citera d'abord la méthode du coefficient d'efficacité ; c'est un coefficient correcteur qui s'applique à la force portante du pieu isolé et permet de calculer la force portante de l'un des pieux du groupe. Parmi les différentes formules qui ont été avancées pour ce coefficient d'efficacité $f$, on indiquera, à titre d'exemple, celle de « Los Angeles » :

$$f = 1 - \frac{B}{L} \cdot \frac{1}{\pi m n} \left[ m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2}(m-1)(n-1) \right]$$

où $m$ est le nombre de rangées,

$n$, le nombre de pieux dans chaque rangée,
$B$, le diamètre d'un pieu,
$L$, l'écartement des pieux d'une même rangée.

Une autre méthode qui donne des résultats comparables est celle de la « règle de Feld ». On admet que chaque pieu a pour charge portante, la charge portante d'un pieu isolé diminuée d'autant de fois $\frac{1}{16}$ de sa valeur qu'il y a de pieux voisins. Sur le schéma de la figure X-18, les pieux tels que $a$ auront une charge portante égale à $\frac{13}{16}$ (soit 81 %) d'un pieu isolé, celle des pieux tels que $b$ sera égale à $\frac{11}{16}$ (soit 69 %), quant au pieu $c$, sa charge portante n'est que la moitié de celle du pieu isolé ; au total, chacun des pieux du groupe ne peut porter en moyenne que 72 % de ce qu'il aurait supporté s'il avait été seul.

(a) (b) (c)

FIG. X-18. Groupe de pieux.

Ces méthodes empiriques ont pour inconvénient de ne pas tenir compte du type de fondations, ni des caractéristiques du sol, mais seulement de la géométrie du groupe de pieux.

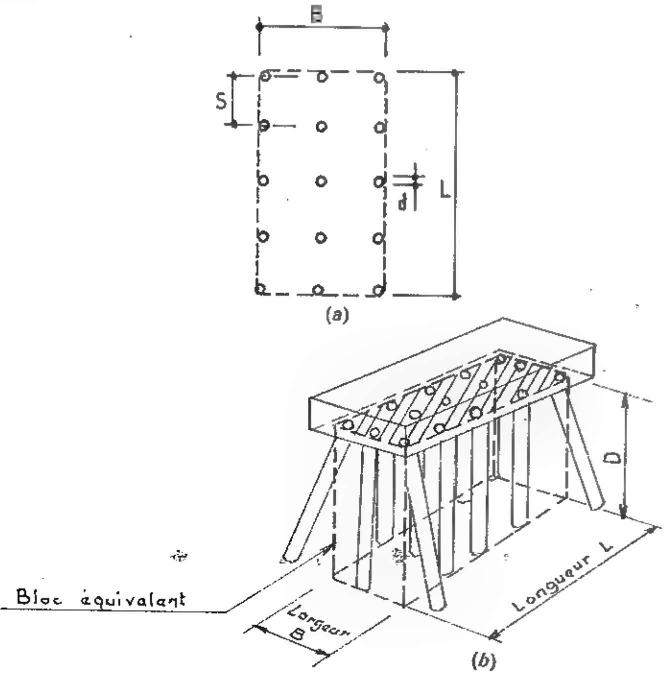



FIG. X-19. — Bloc équivalent d'un groupe de pieux (d'après Terzaghi).



Il est nécessaire d'effectuer une différence entre les pieux travaillant en pointe et les pieux flottants. L'interaction des pieux travaillant en pointe est généralement faible et l'on peut donc sans grand risque d'erreurs calculer la résistance de pointe de chacun des pieux comme s'il était isolé.

Pour les pieux flottants en milieu cohérent, on recommandera d'utiliser la méthode du « bloc » proposée par Terzaghi. Cette méthode est basée sur la constatation suivante : les pieux et le sol entre les pieux se comportent comme un corps solide chaque fois que l'espacement relatif $S/d$ est petit (cf. Fig. X-19 *a*). On peut alors calculer la force portante du groupe de pieux en l'assimilant à un bloc enterré à la profondeur de la pointe des pieux et dont la surface recouvre l'ensemble du groupe (cf. Fig. X-19 *b*). Bien entendu, on calculera également les forces portantes de chacun des pieux du groupe considéré comme isolé et l'on ne retiendra comme valeur définitive que la plus petite des deux estimations : force portante de la semelle ou somme des forces portantes des pieux isolés.

On peut donc définir un coefficient de rendement du groupe par le quotient $f$

$$f = \frac{Q_G}{\Sigma Q_i}$$

formule dans laquelle $Q_G$ représente la force portante du bloc et $Q_i$ celle de chacun des pieux considéré comme isolé. D'après ce qui a été dit ci-dessus, $f$ ne saurait dépasser la valeur 1.

A titre d'exercice, on calculera le coefficient de rendement d'un groupe de pieux dont les têtes forment un carré de côté $B$. Il y a $n$ pieux par file, le groupe comprend, par conséquent $n^2$ pieux. Chaque pieu a une forme cylindrique de diamètre $d$ (cf. Fig. X-20).

On écrit sans difficulté :

$$Q_G = B^2 \, c_u \, N_c + 4 \, B c_u \, D$$

avec $B : (n - 1) S + d$ ($S$ est l'entraxe des différents pieux) et $c_u$ = résistance au cisaillement non drainé.

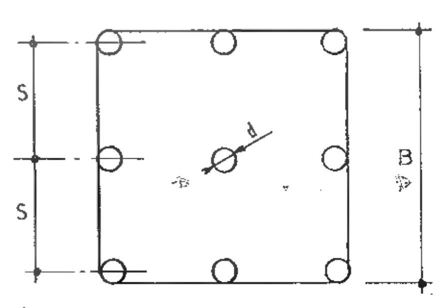



FIG. X-20. — Bloc équivalent carré.

Par ailleurs :

$$Q_i = \pi \frac{d^2}{4} c_u N_c + \pi d D c_a$$

avec $c_a$ = moyenne de l'adhésion sol-fût entre la surface et la profondeur $D$.
Pour l'argile molle : $c_a \sim c_u$.
Pour l'argile raide : $c_a = \alpha c_u$ avec $\alpha < 1$.
Pour simplifier on prendra $c_a = c_u$ et donc

$$\sum Q_i = n^2 Q_i = n^2 d^2 c_u \left(\frac{N_c}{4} + \frac{D}{d}\right)$$

on obtient finalement :

$$f = \frac{\left[(n-1)\frac{S}{d} + 1\right]\left[N_c(n-1)\frac{S}{d} + 1 + 4\frac{D}{d}\right]}{\pi n^2 \left[\frac{N_c}{4} + \frac{D}{d}\right]}.$$

La figure X-21 donne les résultats des calculs. On a supposé $N_c = 6$. Les courbes représentent la variation du coefficient de rendement $f$ en fonction de l'espacement relatif $S/d$ pour différentes valeurs du nombre des pieux du groupe (de 4 à 16) et pour deux valeurs de la longueur du pieu (10 ou 50 diamètres).

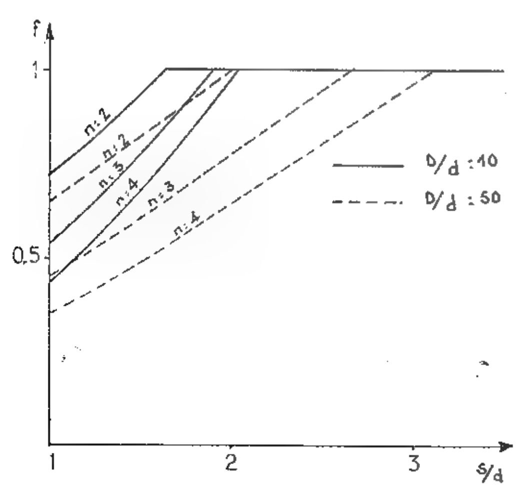


FIG. X-21. — Coefficient de rendement $f$ d'un groupe de pieux.



Si les pieux sont implantés très loin les uns des autres, le coefficient de rendement $f$ est voisin de 1, bien sûr, mais alors le coût de la semelle en tête de pieux est prohibitif. Si les pieux sont très rapprochés, on constate sur les courbes que $f$ décroît assez vite. Il y a donc un optimum à rechercher. Pour une longueur de 50 diamètres, on choisira, par exemple $S = 2{,}5\ d$.

Cette méthode est très satisfaisante car elle permet de déterminer l'optimum de l'espacement relatif pour lequel un bon rendement est obtenu.

En 1976, Broms a présenté des recherches analogues sur les pieux flottants en milieu pulvérulent.

Pour terminer, on dira qu'il faut se préoccuper très soigneusement du tassement des groupes de pieux, principalement lorsqu'il s'agit de pieux flottants battus dans de l'argile plastique, ou à proximité d'une telle couche. C'est un sujet fort délicat qu'on ne peut aborder de façon sommaire. On se contentera donc de signaler l'importance du problème et on renverra le lecteur pour un complément d'informations à des ouvrages plus spécialisés.

## 10.7 EFFORTS HORIZONTAUX.

Les efforts auxquels sont soumis les pieux sont rarement exclusivement verticaux. Ils présentent souvent une composante horizontale. Il arrive, par ailleurs, que certaines charges provoquent des efforts horizontaux importants, par exemple, les effets de freinage sur une culée.

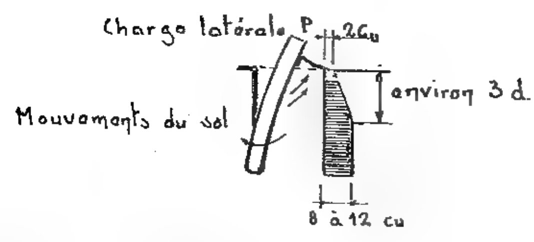
### 10.7.1 Pieu isolé.

Comme pour les rideaux de palplanches, il faut étudier à la fois la sécurité vis-à-vis de la rupture et la déformabilité du pieu. Pour la charge de service, la déformabilité doit conserver une valeur compatible avec le bon fonctionnement mécanique de l'ensemble. *A priori*, on considérera les pieux courts comme rigides et les pieux longs comme flexibles, la longueur du pieu étant appréciée au regard de son diamètre.

Le calcul du pieu variera selon que le milieu est cohérent ou pulvérulent, le pieu rigide ou flexible, le pieu libre en tête ou encastré.

On dira d'abord quelques mots sur la distribution de la réaction du sol le long d'un fût soumis à une force horizontale. Il est exclu de rechercher la variation de la contrainte sur une ligne horizontale perpendiculaire à la force, on se contentera d'une valeur moyenne calculée en divisant la réaction par unité de longueur du pieu par le diamètre $d$ de celui-ci ou par la largeur $d$.

La figure X-22 donne cette distribution dans le cas d'un milieu cohérent. En tête, la réaction est égale à 2 $c_u$, c'est la résistance à la compression simple. Puis, cette réaction croît progressivement pour atteindre à une profondeur de 3 $d$ une valeur comprise entre 8 $c_u$ et 12 $c_u$. Poulos a constaté qu'à grande profondeur, la réaction du sol dépendait de la forme du pieu. La figure X-23 montre ces valeurs dans différents cas. Finalement, on adoptera, comme le




*a*) Déformations.
*b*) Distribution probable de la réaction du sol.

FIG. X-22. — Distribution de la résistance latérale d'un pieu isolé en milieu purement cohérent ($c_u$, $\varphi = 0$).

recommande Broms, une valeur constante de 9 $c_u$ en dessous d'une profondeur de 1,5 $d$ et une valeur nulle au-dessus. Cette approximation est valable pour un pieu isolé. Elle n'est plus exacte dans le cas d'un groupe de pieux.

Pour les sols pulvérulents, Broms propose d'adopter pour la résistance du sol, la distribution correspondant à :

$$q = 3\,K_p\,\sigma_v$$

où $\sigma_v$ est la contrainte verticale effective qui règne dans le sol et $K_p$ le coefficient classique de butée

$$K_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right).$$

Lorsque le terrain présente à la fois de la cohésion et du frottement, Brinch Hansen suggère la formule suivante :

$$q = K_q\,\sigma_v + K_c\,c\,.$$

d d d

11 Cu 8 à 11 Cu Dépend beaucoup de la rugosité de la surface.

FIG. X-23. — Réaction à grande profondeur d'un pieu en milieu cohérent.

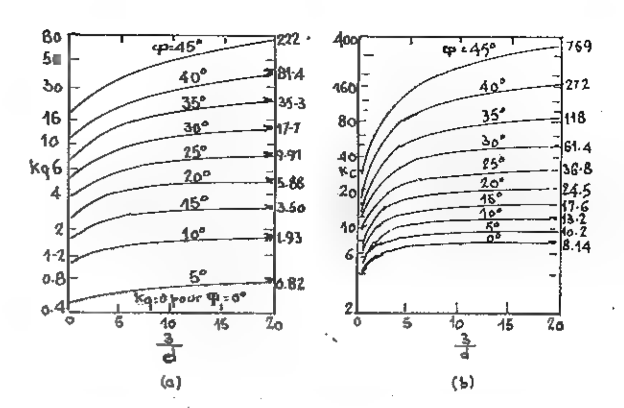



FIG. X-24. — Coefficients de la résistance latérale $K_q$ et $K_c$.

Les coefficients de réaction $K_q$ et $K_c$ sont donnés sur la figure X-24 en fonction de la profondeur relative $z/d$ et pour différentes valeurs de l'angle de frottement $\varphi$. Lorsque $\varphi = 0$ on trouve $K_q = 0$ et $K_c = 8{,}14$ ce qui recoupe bien les valeurs données par Broms pour un sol purement cohérent. La figure X-25 met en évidence la différence entre la résistance en surface et la résistance à grande profondeur.

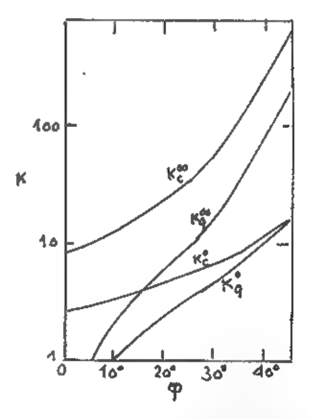



FIG. X-25. — Coefficients de résistance latérale à la surface du sol (0) et à grande profondeur (∞) selon Brinch Hansen (1961).

On peut calculer maintenant la résistance d'un pieu court libre en tête, foncé en milieu cohérent. La figure X-26 *a* donne la répartition de la réaction et celle du moment fléchissant, le long du pieu.

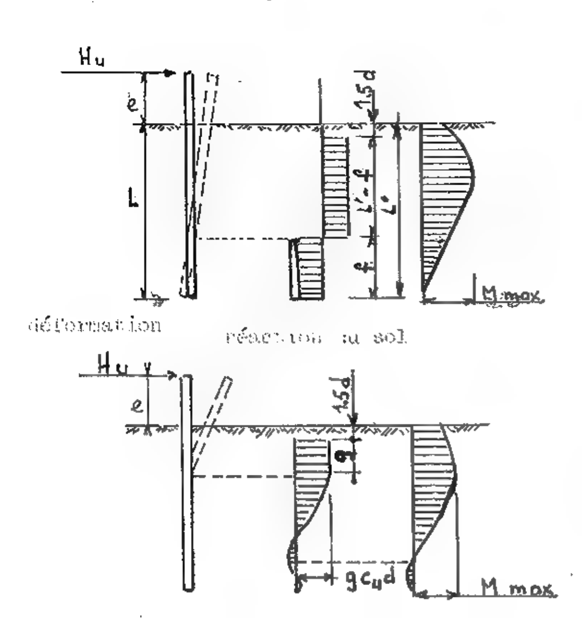



FIG. X-26. — Pieux libres en tête : mécanismes de rupture dans un sol cohérent (Broms, 1964).

On écrira successivement l'équilibre des charges horizontales :

$$H_u = p(L' - 2f) \qquad (\text{avec } p = 9\, c_u\, d)$$

et l'équilibre des moments au point d'application de la charge horizontale :

$$\left(e + 1{,}5\, d + \frac{L' - f}{2}\right)(L' - f) = \left(e + 1{,}5\, d + L' - \frac{f}{2}\right) \cdot f .$$

En éliminant $f$ entre ces deux équations, on obtient sans difficulté :

$$H_u^2 + 2\, pH_u(L + 2\, e + 1{,}5\, d) - p^2(L - 1{,}5\, d)^2 = 0 .$$

Seule, la racine positive de cette équation convient :

$$H_u = p\sqrt{2[L^2 + 2\, eL + (\tfrac{9}{4}\, d^2 + 3\, ed + 2\, e^2)]} - p(L + 2\, e + 1{,}5\, d) .$$

En faisant apparaître les grandeurs sans dimensions

$$\frac{H_u}{pd}, \qquad \frac{L}{d} \quad \text{et} \quad \frac{e}{d},$$



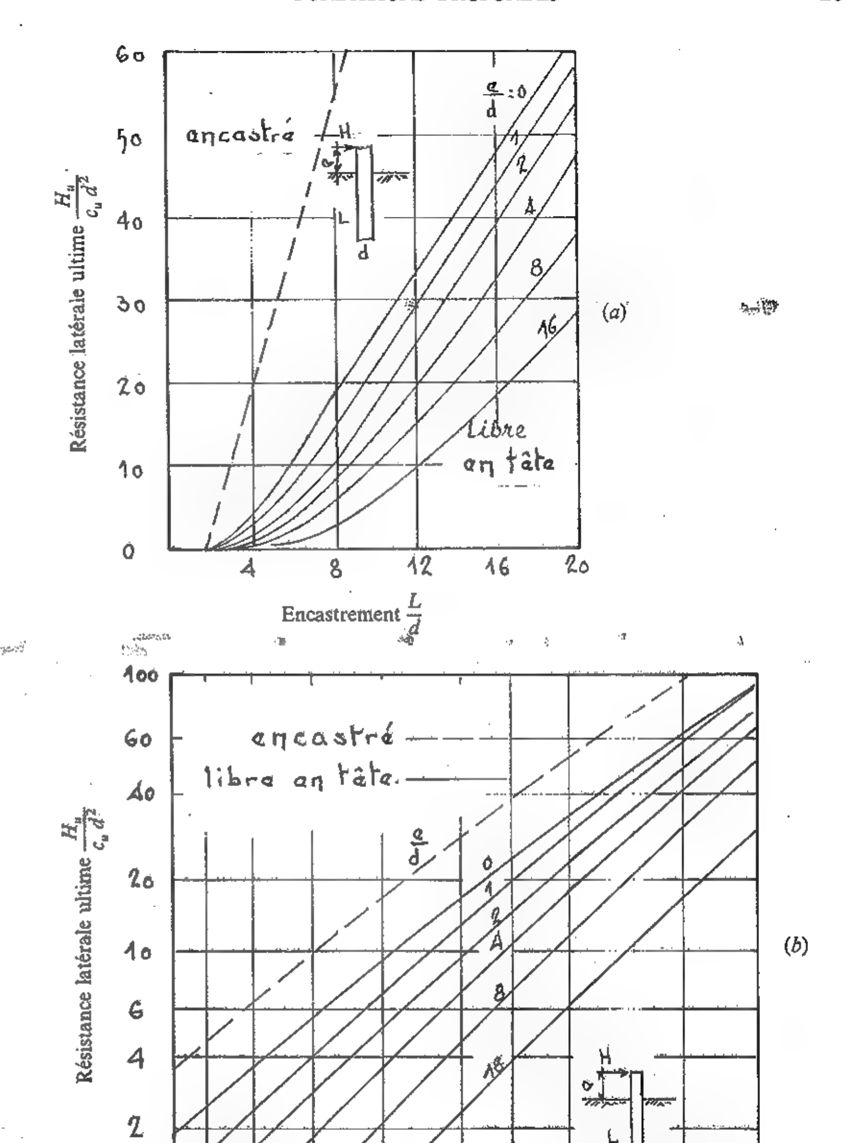



FIG. X-27. — Résistance latérale ultime en milieu cohérent :
*a*) Pieux courts.
*b*) Pieux longs (d'après Broms, 1964).

on a finalement :

$$\frac{H_u}{pd} = \frac{H_u}{9\,c_u\,d^2} = \sqrt{2} \cdot \sqrt{\left(\frac{L}{d}\right)^2 + 2\frac{e}{d}\cdot\frac{L}{d} + \left(2\frac{e^2}{d^2} + 3\frac{e}{d} + \frac{9}{4}\right)} - \left(\frac{L}{d} + \frac{2\,e}{d} + 1{,}5\right).$$

La figure X-27 *a* donne les valeurs de $\frac{H_u}{c_u\,d^2}$ déduites de cette formule qui, on le rappelle, a été calculée dans l'hypothèse d'un pieu court.

Pour un pieu long, la figure X-26 *b* montre également la distribution de la réaction du sol et celle du moment fléchissant. On se préoccupe seulement de la valeur du moment fléchissant maximal. Celui-ci se produit au point d'effort tranchant nul, c'est-à-dire à une profondeur $(1{,}5\,d + g)$ telle que $H_u = pg$.

On a alors :

$$M_{max} = H_u(e + 1{,}5\,d + g) - p\frac{g^2}{2}$$

$$M_{max} = H_u(e + 1{,}5\,d) + \frac{H^2}{2\,p}.$$

Là encore, seule la racine positive convient et l'on écrira :

$$H_u = \sqrt{p^2(e + 1{,}5\,d)^2 + 2\,pM_{max}} - p(e + 1{,}5\,d).$$

En introduisant les quantités sans dimensions :

$$\frac{H_u}{9\,c_u\,d^2}, \quad \frac{M_{max}}{9\,c_u\,d^3} \quad \text{et} \quad \frac{e}{d},$$

on a finalement :

$$\frac{H_u}{9\,c_u\,d^2} = \sqrt{\left(\frac{e}{d} + 1{,}5\right)^2 + \frac{2\,M_{max}}{9\,c_u\,d^3}} - \left(\frac{e}{d} + 1{,}5\right).$$

La figure X-27 *b* donne les valeurs de $\frac{H_u}{c_u\,d^2}$ en fonction du moment maximal admissible. La longueur du pieu (si elle est suffisante) ne joue plus de rôle.

On peut développer les mêmes calculs pour un pieu encastré foncé dans un milieu cohérent. La figure X-28 montre, d'après Broms, les distributions de réaction du sol à prendre en compte. La figure X-27, elle, donne dans ce cas et en trait tireté, les valeurs de la force horizontale en fonction de la longueur du pieu (pieu court) ou du moment fléchissant maximal admissible (pieu long).



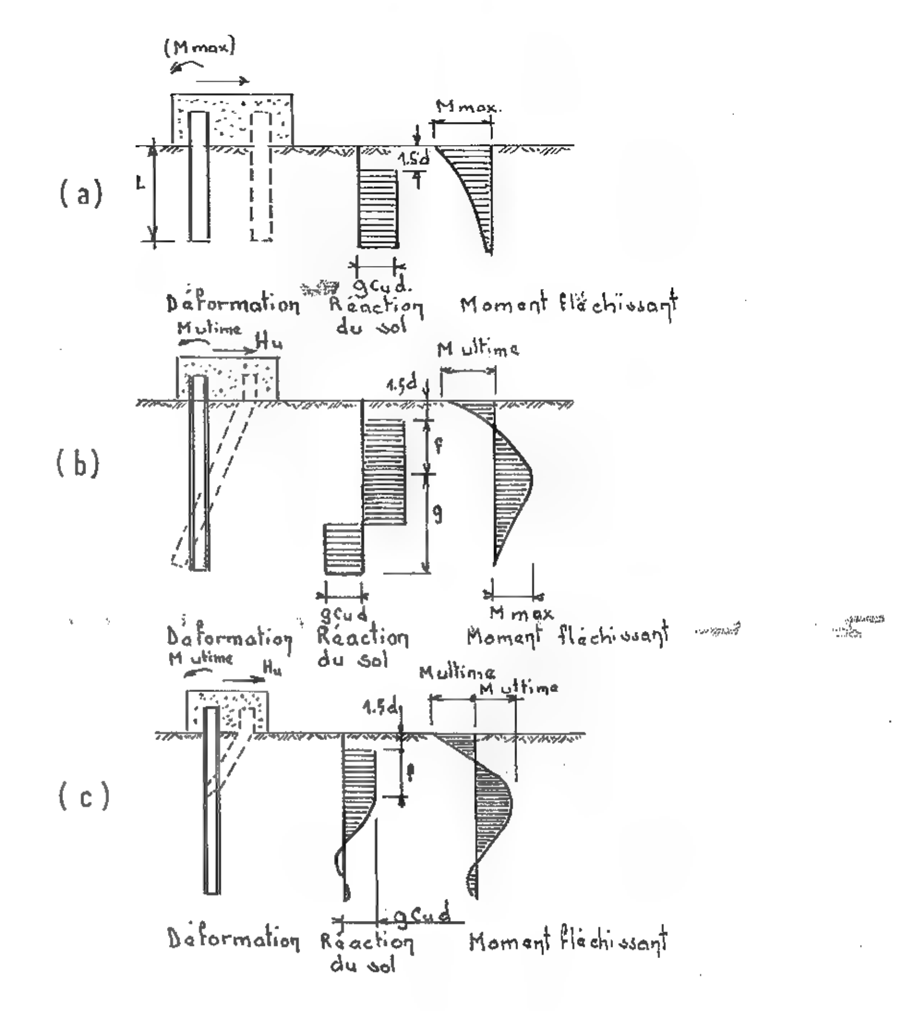
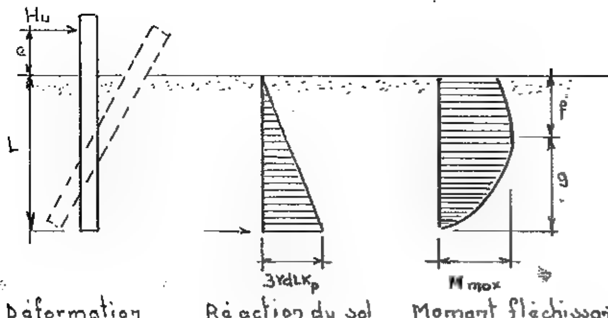



FIG. X-28. — Pieu encastré en milieu cohérent :

*a*) Pieu court.
*b*) Pieu moyen.
*c*) Pieu long.

De la même manière, on peut traiter le cas des milieux pulvérulents. La figure X-29 donne alors la distribution de la réaction du sol et des moments pour un pieu libre en tête, soit court, soit long. La figure X-30 donne les mêmes renseignements pour un pieu encastré. On notera simplement que pour les pieux de longueur intermédiaire, on introduit, comme dans le calcul classique des rideaux de palplanches, une force concentrée $F$ située à la base du pieu.



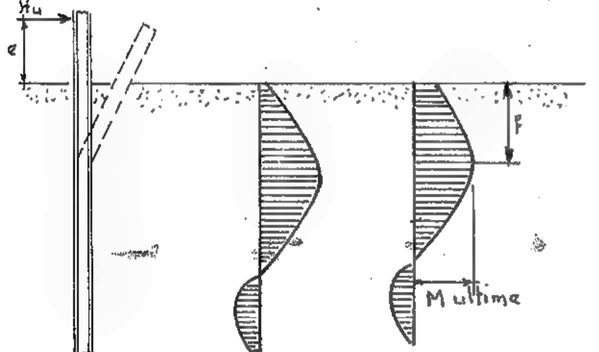




Fig. X-29. — Pieu libre en tête dans un sol pulvérulent :
*a*) Pieu court.
*b*) Pieu long (d'après Broms, 1964).

La figure X-31, enfin, donne les résultats du calcul avec la même présentation que la figure X-27. Les quantités sans dimensions sont maintenant :

$$\frac{H_u}{K_p\ \gamma d^3} \quad \text{et} \quad \frac{M_{max}}{K_p\ \gamma d^4}.$$

### 10.7.2 Groupe de pieux.

La résistance latérale d'un groupe de pieux est plus difficile à évaluer. Cette résistance est vraisemblablement la plus petite des deux valeurs suivantes :

— la somme des résistances latérales des différents pieux, calculées comme si chaque pieu était seul,

— la résistance du bloc de terre comprenant l'ensemble des pieux et le sol avoisinant.



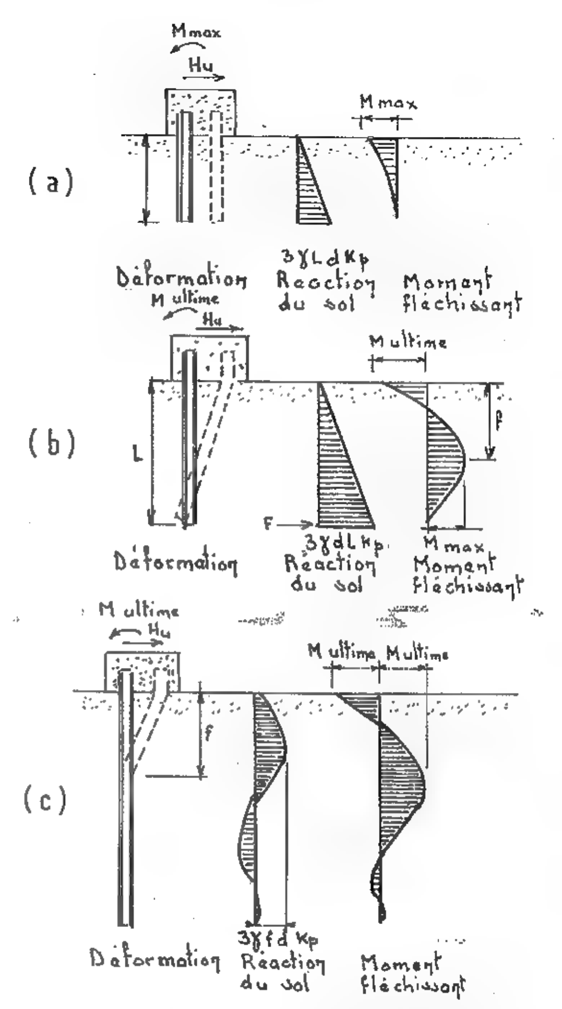



Fig. X-30. — Pieu encastré en milieu pulvérulent :
*a*) Pieu court.
*b*) Pieu moyen.
*c*) Pieu long.

Broms avait admis, pour un pieu isolé, l'existence d'une zone morte sur une profondeur de 1,5 *d* à partir de la surface. Cette hypothèse ne paraît plus valable pour un groupe. Il convient d'adopter pour la profondeur de la zone morte une valeur comprise entre 1,5 *d* et 0,1 *L* (cf. Fig. X-19).

De plus, Roscoe a montré en 1957 que la résistance d'un groupe de pieux encastrés en tête était égale à la somme des résistances des pieux encastrés

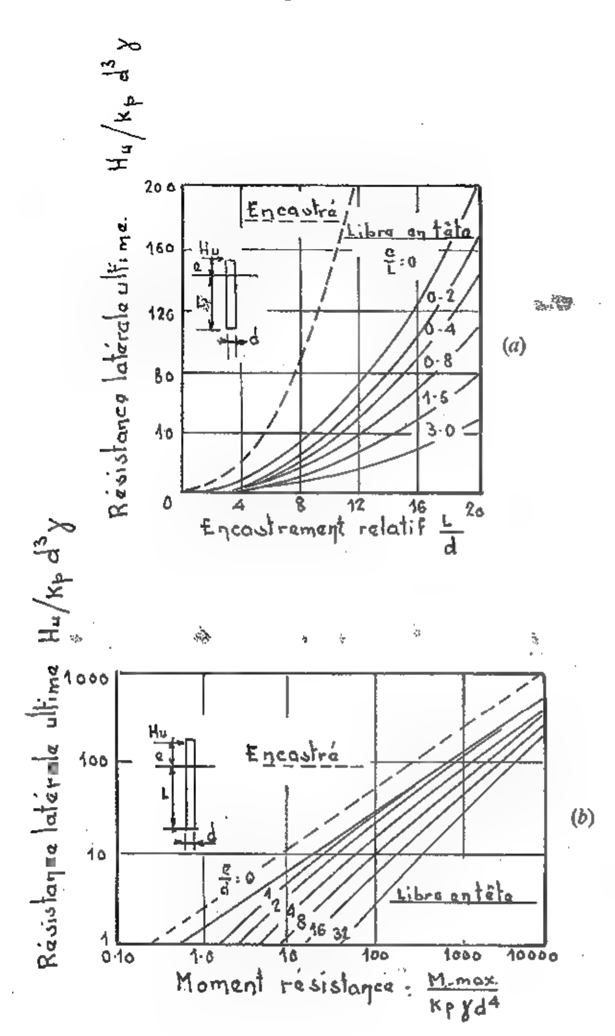



FIG. X-31. — Résistance latérale ultime de pieux en milieu cohérent :
*a*) Pieu court.
*b*) Pieu long (d'après Broms, 1964).

considérés comme isolés augmentée de la résistance au cisaillement de la base du groupe.

La prévision des déplacements de groupes de pieux sous l'action des charges n'est pas facile. Il faut tenir compte de l'interaction du sol et du pieu, ainsi que des caractéristiques mécaniques des différentes couches traversées et pour cela faire intervenir les modules de déformations du sol. On se bornera à



indiquer l'existence de programmes permettant de traiter le problème sur ordinateur.

### 10.7.3 Formule de Tschebotarioff.

On a analysé jusqu'à présent, le comportement du sol lorsque le pieu est soumis à une charge horizontale externe. Il existe un autre cas très fréquent d'apparition d'efforts horizontaux : le milieu lui-même est le siège de déplacements importants et c'est lui qui exerce des efforts horizontaux sur les pieux. La figure X-32 montre deux exemples classiques. A chaque fois, le déplacement d'une couche compressible du sol exerce un effort horizontal important sur des pieux battus ou forés jusqu'à une couche plus compacte. On peut admettre dans le cas représenté sur la figure X-32 *b* que les *poussées exercées sur les pieux deviennent négligeables lorsque la distance entre la tête des pieux et le pied du remblai dépasse cinq fois l'épaisseur de la couche compressible.*

Les sinistres correspondants à ces cas de figures sont extrêmement nombreux. L'intensité du phénomène dépend naturellement du coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture d'ensemble par glissement, on exposera dans le chapitre XI les méthodes de calcul correspondantes.

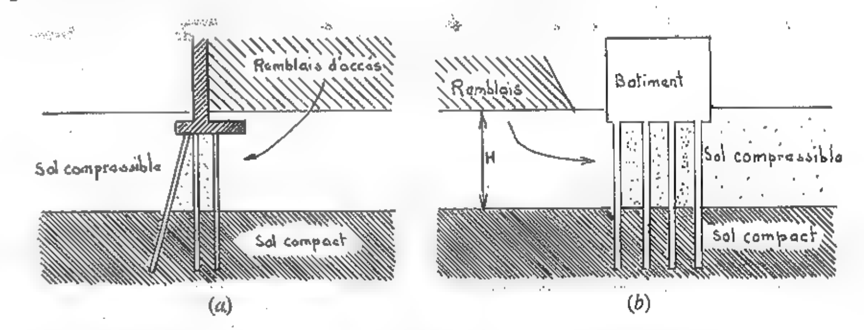



FIG. X-32. — Poussées horizontales provoquées par un remblai construit sur sol compressible.

Lorsque le coefficient de sécurité, calculé par exemple par la méthode de Bishop, est de l'ordre de 1,5, on peut essayer de déterminer l'action du sol sur les pieux par le procédé de Tschebotarioff (cf. Fig. X-33). Cet auteur admet que la répartition de la poussée sur le pieu est triangulaire et que la poussée maximale s'exerce à mi-hauteur de la couche compressible avec une intensité $K_a \gamma h$ ($h$ est la hauteur du remblai).

On donne généralement la valeur 0,4 au coefficient de poussée $K$. On admet de plus que cette pression est appliquée sur une largeur fictive égale à deux diamètres du pieu. La réaction du sol au milieu de la couche compressible serait donc égale à

$$2\, dK_a\, \gamma h = 0{,}8\, \gamma dh\,.$$

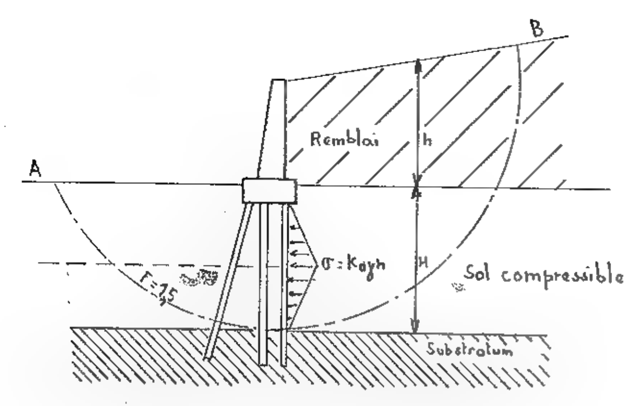



FIG. X-33. — Evaluation par la méthode de Tchebotarioff de la poussée latérale exercée sur un pieu par un remblai sur sol compressible.

L'expérience toutefois a montré que cette valeur était par trop pessimiste et Tschebotarioff lui-même a proposé de ramener cette valeur à $Kd\sigma_z$ tout en conservant la distribution triangulaire; $\sigma_z$ est l'accroissement de contrainte à mi-épaisseur de la couche compressible sous l'action du remblai.

Il est alors facile de calculer les moments fléchissants maximaux dans le pieu, à l'encastrement et à mi-hauteur de la couche compressible.

On pourra se reporter également aux comptes rendus de la session spéciale du Congrès de Tokyo (1977) consacrée aux effets des charges horizontales sur les pieux, provoqués par des surcharges ou des tremblements de terre. On y trouvera, en particulier, une méthode théorique due à Marche pour le calcul des efforts de flexion dans les pieux sollicités par les déplacements horizontaux des couches qu'ils traversent. Cette méthode conduit à des résultats qui ont été bien confirmés par des mesures en grandeur réelle.

Lorsque les calculs font craindre des efforts horizontaux excessifs sur les pieux, il faut modifier le projet ou adopter certaines techniques particulières de mise en œuvre. On citera la réalisation de remblais légers, soit avec des matériaux légers, comme l'argile expansée, soit avec des éléments préfabriqués alvéolés. On évoquera la possibilité de mise en place de remblais avant la construction des pieux. On indiquera enfin la solution de fondations à forte inertie dans le sens du déplacement, tels que les pieux *H* et les pieux en paroi moulée (ou barrettes).

## 10.8 COLONNES BALLASTÉES.

Le principe de la réalisation des colonnes ballastées a été indiqué dans le paragraphe 1.4.2. Les colonnes ballastées sont des éléments longs et minces dont le fonctionnement diffère de celui des pieux classiques.



Les colonnes ballastées ne sont pas susceptibles de supporter des charges aussi fortes que les fondations profondes classiques. Aussi, les utilise-t-on en combinaison avec des fondations superficielles. De cette manière, on bénéficie à la fois de la force portante des colonnes et de celle du terrain de fondation.

La colonne ballastée ne résiste que grâce à la pression latérale exercée par le terrain naturel et son comportement peut être assimilé à celui d'un échantillon pulvérulent placé dans l'appareil triaxial. On peut donc calculer la force portante des colonnes ballastées suivant le schéma de contraintes indiqué par la figure X-34 par analogie avec l'essai de triaxial. La contrainte verticale $\sigma_1$ est égale, pour un sol pulvérulent à la rupture, à $\sigma_3 \tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right)$ où $\sigma_3$ est la contrainte latérale.

Dans le cas d'une colonne ballastée, la pression latérale $\sigma_3$ peut être assimilée à la pression limite $p_l$ mesurée au pressiomètre dans le terrain naturel.

Il en résulte, à rupture, la formule :

$$\sigma_1 = p_l \tan^2\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\varphi}{2}\right).$$

FIG. X-34. — Schéma des contraintes dans une colonne ballastée.

La valeur $\sigma_3$ de la réaction latérale peut, bien entendu, être mesurée par d'autres appareils que le pressiomètre, par exemple, le scissomètre ou le pénétromètre. Une fois connue la résistance latérale du terrain naturel, le calcul de portance d'une colonne ballastée revient donc à connaître l'angle de frottement interne $\varphi$ du matériau de la colonne et la section du fût.

L'angle de frottement interne $\varphi$ varie généralement de 40 à 45° suivant la nature du matériau d'apport utilisé et, à titre de sécurité, il est admis de le limiter à la valeur de 38°, valeur la plus faible jamais mesurée dans une colonne, d'où la formule simplifiée :

$$\sigma_1 = 4\, p_l$$

qui peut être retenue dans un avant-projet.

Le diamètre des colonnes lui peut varier de 0,60 m à 1,20 m suivant le mode opératoire et la nature du terrain naturel.

Il convient enfin de calculer les tassements à attendre dans la couche traitée et, par conséquent, de connaître la valeur du module de déformation à prendre en compte pour le système constitué par colonnes ballastées et terrain naturel. De nombreuses publications ont été faites à ce sujet et aboutissent à la conclusion que la déformation globale du système dépend du rapport des surfaces entre les colonnes et le terrain naturel.

$$E_m(A_s + A_c) = E_s A_s + E_c A_c$$

avec : $E_m$ = module de déformation du sol traité,
$E_s$ = module de déformation du terrain naturel,
$E_c$ = module de déformation dans la colonne,
$A_s$ = surface du terrain naturel,
$A_c$ = surface de la colonne.

Le calcul de tassement revient donc à connaître le module de déformation de la colonne, les recherches faites par des essais de chargement à court terme ou à long terme permettent d'écrire en première approximation :

$$E_c = 10\,E_s$$

sous réserve de ne jamais prendre pour $E_c$ une valeur supérieure à 100 MPa.

Puisque la force portante des colonnes ballastées dépend à la fois des caractéristiques du terrain naturel et des caractéristiques des colonnes ballastées, il est donc indispensable de les bien connaître. Les premières sont généralement déterminées par le rapport d'étude géotechnique préalable. La section des colonnes ballastées, par contre, doit être contrôlée d'une manière minutieuse. Il convient de mesurer avec soin la quantité de matériau d'apport qui a été incorporée en cours de traitement. En particulier, pour les colonnes d'essai exécutées préalablement au début des travaux en terrain vierge, on mesurera le volume du matériau d'apport mis en place pour chaque mètre de hauteur de colonne. Le volume du matériau d'apport est généralement égal à 1,5 fois le volume théorique de la colonne ballastée correspondant à la section prise en compte dans les calculs.

Des informations utiles peuvent également être obtenues par des essais pénétrométriques rapprochés, partant d'un point situé entre deux colonnes ballastées et se rapprochant de l'une des colonnes jusqu'à en tangenter le fût et même la traverser. De tels essais permettent de mettre en évidence une éventuelle amélioration des caractéristiques mécaniques du sol cohérent à proximité des colonnes sous l'effet du compactage.

On peut effectuer également un essai de chargement d'une colonne isolée (Morgenthaler, 1978) mais, comme dans l'essai à la plaque, il s'agit d'un essai à court terme dont l'efficacité est limitée en profondeur. Finalement, les mesures d'incorporation du matériau d'apport et les essais *in situ* réalisés entre les colonnes constituent les meilleurs contrôles du traitement.



Dans le cas d'un milieu cohérent, la charge de rupture d'une colonne ballastée à la profondeur $z$ peut être calculée conformément à la proposition de Hughes et Wither (1974) par la formule :

$$q_{ult} = K_p(\sigma_2 + kc_u)$$

dans laquelle :
$\sigma_2$ est la pression latérale totale initiale à la profondeur $z$,
$c_u$ la résistance non drainée au sol,
$k$ un coefficient (4 ou 5 paraissent des valeurs convenables).

Le coefficient $K_p = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$ dépend de l'angle de frottement interne du matériau qui constitue la colonne ballastée (pierres ou gravier). Des valeurs $\varphi$ de 36° à 45° sont couramment utilisées,

pour $\varphi = 45°$ on a $K_p = 5{,}89$.

Si l'on néglige la pression des terres, on peut alors écrire :

$$q_{ult} = K_p\, kc_u\,.$$

Avec un coefficient de sécurité $F$ vis-à-vis de la charge portante ultime, la charge de service est égale à :

$$q_{ad} = \frac{K_p\, kc_u}{F}$$

pour : $K_p = 5$
$k = 5$
$F = 3$

on trouve : $q_{ad} = 8{,}3\, c_u\,.$

Ce résultat est très proche de la valeur de la résistance de pointe $R_p$ du pénétromètre statique mesurée avec un cône simple. En effet, on rappellera que pour les argiles normalement consolidées dans lesquelles $R_p$ est égal ou inférieur à 2,5 MPa, on a :

$R_p = 10\, c_u$ avec le cône simple,

ou : $\frac{R_p}{18} < c_u < \frac{R_p}{15}$ avec le cône type Delft,

*d'où une recommandation extrêmement simple pour calculer la dimension des colonnes ballastées :*

Après des essais de pénétration statique (C.P.T.) réalisés dans le terrain naturel, on adoptera pour le projet de colonnes ballastées :

$$q_{ad} \simeq R_p \quad \text{avec le cône simple},$$

ou :

$$q_{ad} \simeq \frac{R_p}{2} \quad \text{avec le cône type Delft}.$$

En fin de chantier, il est impératif de réaliser à nouveau des essais de pénétration statique pour vérifier si le sol naturel adjacent aux colonnes ballastées a été remanié ou non durant la mise en œuvre de ces dernières. Si on constate un remaniement qui se traduit par une modification de $R_p$, on modifiera le nombre des colonnes ballastées ou l'on effectuera un nouveau contrôle cinq ou six semaines plus tard, pour vérifier si un accroissement des caractéristiques géotechniques des couches a pu être obtenu avec le temps.

Lorsque $R_p$ est supérieur à 2,5 MPa, les formules ci-dessus peuvent donner des résultats peu fiables, mais alors, on n'a généralement pas besoin de renforcer le sol par des colonnes ballastées.

Lorsqu'on utilise le pénétromètre à cône simple, on retrouve la règle pratique empirique souvent donnée :

La contrainte admissible sur une colonne ballastée traversant une couche de sol fin cohérent est sensiblement égale à la résistance de pointe mesurée au pénétromètre statique $R_p$ dans le terrain naturel adjacent.

La figure X-35 indique les fuseaux granulométriques des sols dans lesquels on peut envisager l'exécution soit de colonnes ballastées, soit de la vibroflottation.

On trouvera dans le chapitre VIII du D.T.U. 32-2 Travaux de fondations profondes de juin 1978 des indications intéressantes sur les colonnes ballastées.

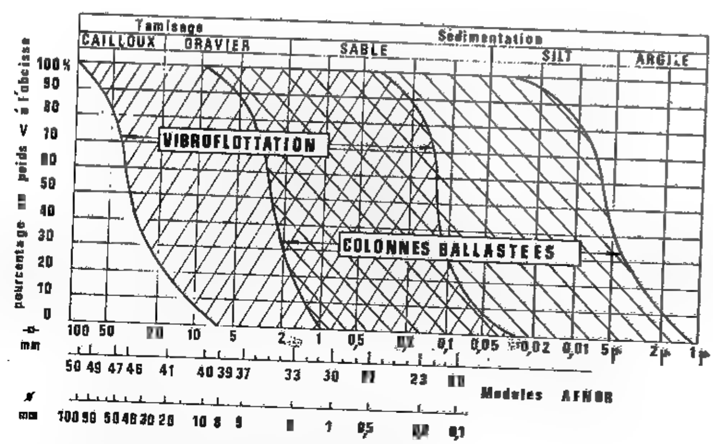



FIG. X-35. — Fuseaux granulométriques des sols compatibles avec la vibroflottation ou les colonnes ballastées.



## BIBLIOGRAPHIE

BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F. (1972). — *Etude expérimentale du comportement de pieux sollicités horizontalement.* Annales de l'ITBTP, nº 297, pp. 154-204, Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées, nº 62, novembre-décembre 1972, pp. 129-170.

BENGT, B., BROMS et JORGE SILBERMAN, O. — *Skin friction resistance for piles in cohesionless soils.* Sols-Soils, nº 10, septembre 1964.

CHELLIS, R. D. — *Piles foundations.* Mc Graw-Hill. New York, 1961.

D.T.U. nº 13.2, mars 1966. *Travaux de fondations profondes pour le bâtiment,* Cahiers du centre scientifique et technique du bâtiment, nº 79, avril 1966.

GAMBIN, M. — *Calculation of foundations subjected to horizontal forces using pressuremeter data.* Revue sols soils, nºs 30/31, 1979, pp. 17-59.

KÉRISEL, J. — *Deep foundations basic experimental facts.* Deep foundations conference. Mexico, 7-12 décembre 1964.

KÉRISEL, J. et ADAM, M. — *Fondations profondes.* Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, novembre 1962.

MARCHE, R., RECORDON, E. (1973). — *Lateral pressures on piles caused by horizontal displacements in the fondation layers,* 8th ICSMFE. Moscou, Vol. 4.3, pp. 247-252.

MARCHE, R. (1974). — *Sollicitation en flexion des pieux par les couches qu'ils traversent.* Thèse de doctorat, École Polytechnique Fédérale de Lausanne.

MARCHE, R. (1974). — *Penetration resistance and soil pile interaction in view of bending moments evaluation.* Proc. of the European Symposium on Penetration Testing. Stockholm, Vol. 2.2, pp. 241-243.

MARCHE, R., LACROIX, Y. (1972). — *Stabilité des culées de ponts établies sur des pieux traversant une couche molle.* Revue canadienne de géotechnique, Vol. 9, nº 1, pp. 1-24.

MOHAN, GAIN et KUNAR. — *Load bearing capacity of piles.* Géotechnique, mars 1963.

OLSON, R. E. et FLAATE, K. S. — *Pile-driving formulae for friction piles in sand.* Journal of the soil mechanics division ASCE, Nov. 1967.

PUECH, A. — *De l'influence de la compressibilité sur la force portante limite des fondations profondes.* Université de Grenoble, thèse 1975.

SANGLERAT, G. — *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols.* Dunod, 1965.
*The penetrometer and soil exploration.* Elsevier. Amsterdam, 2e édition 1979.

SANGLERAT, G., LAREAL, P., GIELLY, J. — *Comparison of penetration test data obtained by different static or dynamic penetrometers.* Symposium on penetration testing. Stockholm, 1974.

VAN DER VEEN. — *The bearing capacity of a pile.* Comptes rendus du 3e congrès international. Tome 2. Zurich, 1953.

VESIC, A. B. — *A study of bearing capacity of deep foundations.* Georgia Inst. Technology, final rept. Project. B 189, 1967.

## PROBLÈMES

**** 1. Calcul d'un pieu battu en milieu pulvérulent homogène à partir d'un essai de pénétration statique.**

Déterminer la contrainte admissible sous un pieu battu d'un mètre de diamètre dans un sol composé superficiellement d'argile molle et surmontant une couche de sable moyennement

compact représentée par le diagramme de pénétration statique de la figure X-36 réalisé avec un pénétromètre Gouda ayant un cône Delft.

Comparer les contraintes admissibles sous ce pieu, lorsqu'il est descendu jusqu'au niveau *A* ou au niveau *B*.

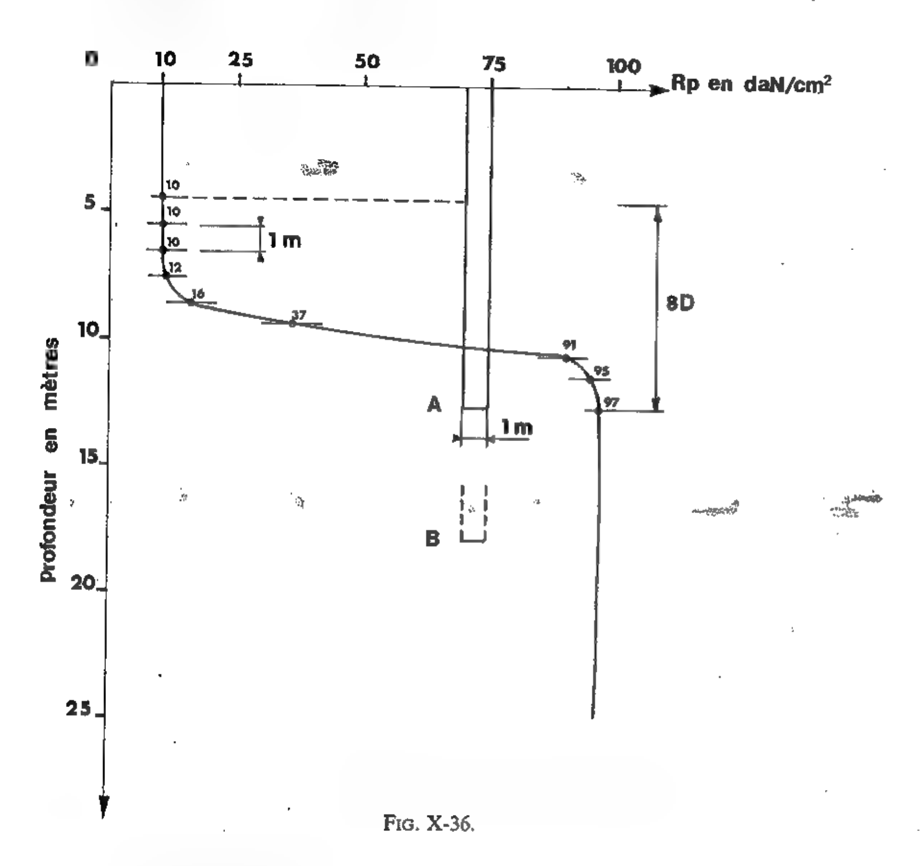



FIG. X-36.

**Réponse :** $q_{ad} = 3,5$ MPa en A
$q_{ad} = 5$ MPa en B.

*N.B.* : On trouvera dans le chapitre 11 (Tome 2) du Sanglerat-Olivari-Cambou la solution détaillée du problème ci-dessus, ainsi que celle de douze autres problèmes concernant le calcul des fondations profondes.

CHAPITRE XI

# TALUS ET DIGUES

## 11.1 GLISSEMENTS DE TERRAIN.

### 11.1.1 Description des glissements.

Les glissements de terrain se produisent dans des circonstances très variées. Ils affectent des ouvrages construits par l'homme ou des pentes naturelles ; ils se produisent soudainement ou durent plusieurs mois, voire parfois plusieurs années ; la rupture affecte une forme vaguement circulaire ou bien au contraire ne présente aucune caractéristique géométrique particulière ; les causes de glissement paraissent évidentes ou l'on ne peut déceler de raison apparente ; la rupture se produit sous l'action mécanique d'un écoulement d'eau ou parce que le terrain a été progressivement lessivé par une eau pauvre en cations. On pourrait multiplier les exemples et montrer combien la morphologie des glissements présente d'aspects divers tant dans les milieux pulvérulents que dans les milieux cohérents.

De nombreux articles de revues, comptes rendus de congrès décrivent chaque année des glissements particulièrement marquants et tentent d'en expliquer les causes et les modalités. Il y a là une source inépuisable de renseignements pour qui s'intéresse à cette question. C'est à l'ingénieur français Alexandre Collin que l'on doit en 1846 les premières descriptions complètes de glissements et des tentatives d'explications qui ont déjà un caractère moderne.

Parmi les glissements de terrains spectaculaires, on citera celui de la tranchée de la Culebra sur le canal de Panama ; plusieurs dizaines de millions de mètres cubes supplémentaires ont dû être retirés du canal ; on sait également que la ruine d'un mur de quai à Göteborg (Suède) en 1916 a été l'origine des travaux de l'école géotechnique suédoise.

A Lyon, de très nombreux glissements sont survenus sur le flanc de la colline de Fourvière. On note dès 880 la chute d'une partie du forum romain après de fortes pluies qui avaient détrempé le sol. A la suite d'un tremblement de terre au début du XVIe siècle, de nombreuses maisons se sont effondrées lors d'un glissement de terrain. Le 28 vendémiaire an III (1795) soixante familles ont été englouties dans le quartier du Chemin Neuf, près du Marché St-Jude.

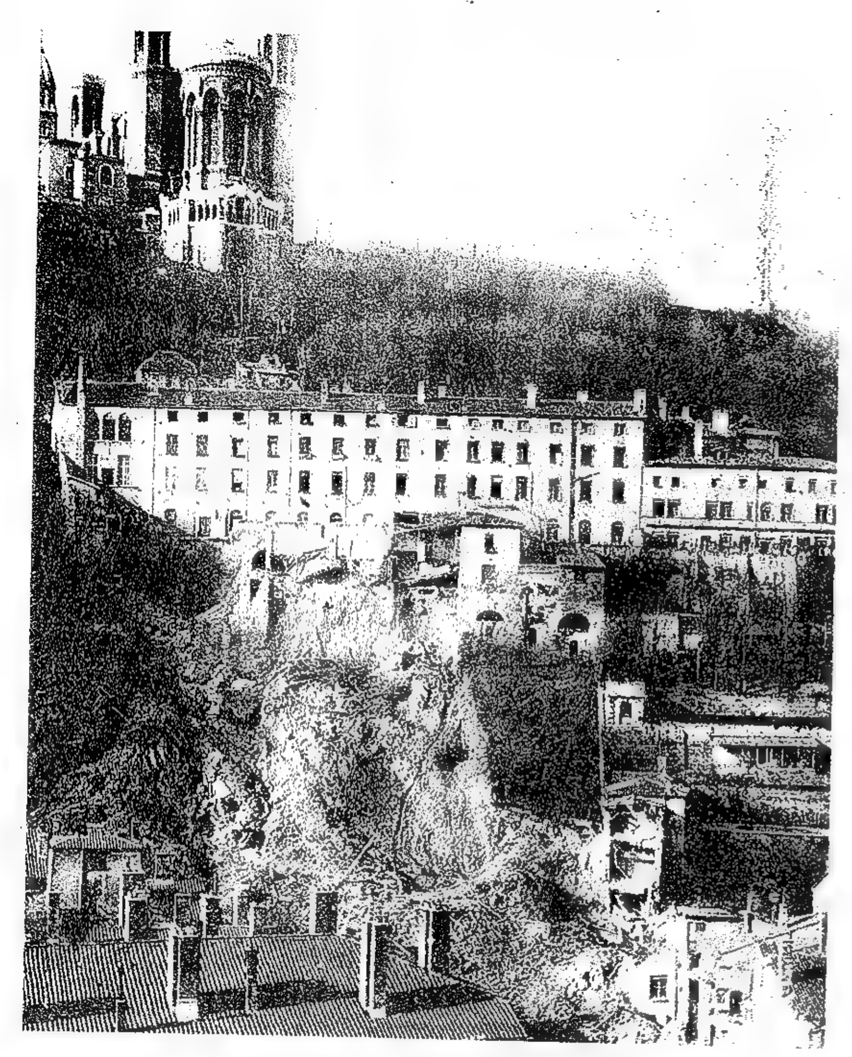


FIG. XI-1. — Glissements de terrain à Lyon.
Colline de Fourvière (13 novembre 1930).

Le 10 novembre 1930, pendant des travaux de réfection du Chemin Neuf, un cylindre s'enfonce profondément dans la chaussée, ce premier signe alarmant est suivi le 11 novembre par l'apparition de désordres dans différents bâtiments voisins. Enfin le 13 novembre 1930, à 10 h du matin, c'est un très grand glissement qui se produit en deux phases entraînant la mort de 50 personnes dont 23 sauveteurs ensevelis dans la deuxième vague d'éboulis (cf. Fig. XI-1).



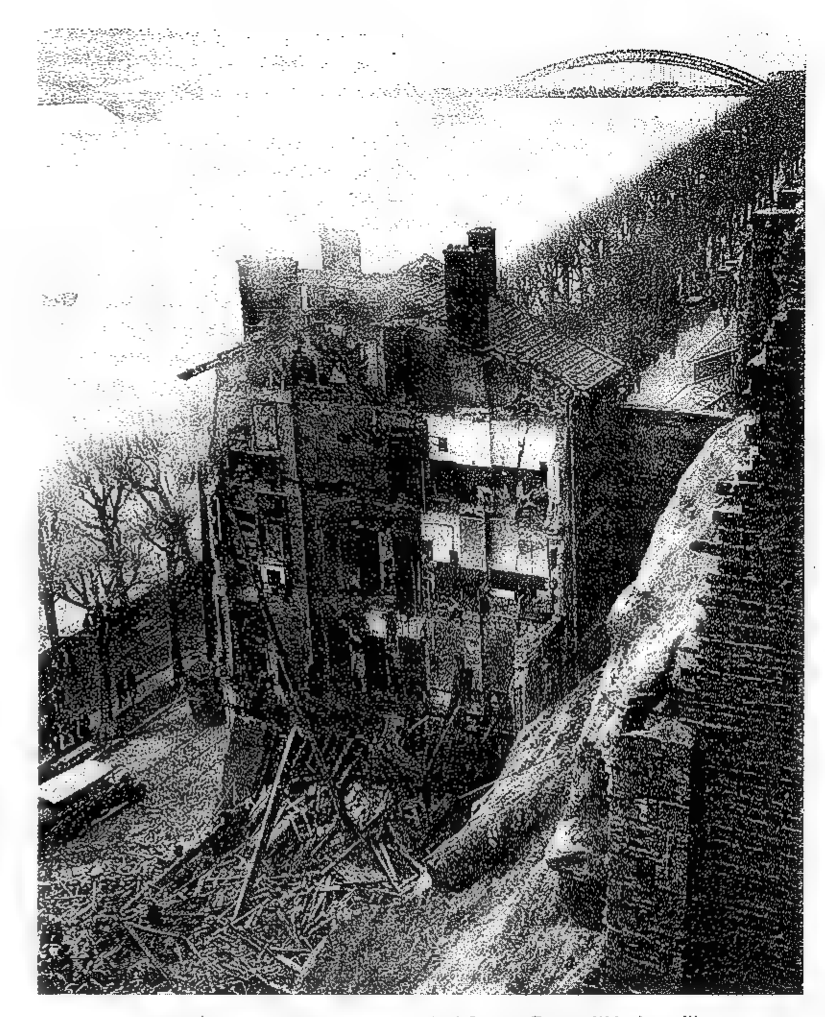


FIG. XI-2. — Glissements de terrain à Lyon. Cours d'Herbouville.
Quartier de Saint-Clair (8 mai 1932), photographie René Basset.

Deux ans plus tard, le 8 mai 1932, la colline de la Croix-Rousse glisse à son tour, le long du Cours d'Herbouville (cf. Fig. XI-2) dans le quartier de St-Clair.

Sur le même cours d'Herbouville, à une centaine de mètre en aval du pont de la Boucle (on aperçoit les arcs de ce pont sur la Fig. XI-2) survenait le 31 juillet 1977, un nouveau glissement des terres de couverture du substratum molassique de la Croix-Rousse (cf. Fig. XI-3 et XI-4). Trois habitants trouvaient la mort dans cette nouvelle catastrophe.

FIG. XI-3. — Vue générale de l'effondrement Cours d'Herbouville Lyon 31 juillet 1977 (photographie sapeurs-pompiers Lyon).

Les investigations réalisées au cours des expertises judiciaires, confiées au Président Jean Kérisel, à Guy Sanglerat et au géologue Louis David, ont montré que ce nouveau glissement pouvait être imputé à de nombreuses causes concomitantes, dont plusieurs étaient tout à fait analogues à celles qui avaient entraîné le sinistre de 1932.

Le crassier de la centrale de Jubille près de Liège en Belgique a été lui aussi le siège d'importants désordres. Le 3 février 1961, ce crassier s'est effondré de manière pratiquement instantanée, ce fut une véritable avalanche de cendres ; près de 150 000 m$^3$ de matériaux ont ainsi été déplacés à très grande vitesse sur près de 700 m. Plusieurs maisons ont été détruites et onze personnes ont perdu la vie. Les dépenses totales couvrant les travaux de déblaiement, la réparation des dommages et la construction d'ouvrages de sécurité ont vraisemblablement dépassé 100 millions de francs belges. La catastrophe d'Aberfan au pays de Galles est tout à fait analogue, l'effondrement d'un terril y a enseveli un groupe scolaire.

FIG. XI-4. — Sinistre Cours d'Herbouville Lyon 31 juillet 1977 (cuve à mazout et piscine amont suspendues au-dessus du vide). Photo Aigles.

Ces accidents, comme celui du Quai Suet à Tunis en 1950, et certains glissements des berges de la Moselle à la suite des travaux de canalisation, ou bien la catastrophe du barrage de Longarone en Italie qui a provoqué 2 000 morts, montrent, que, malheureusement la liste de tels sinistres n'est pas close et que leurs conséquences peuvent être considérables.

**Comment surviennent les ruptures.**

Dans quelles circonstances peut-on rencontrer des glissements de terrain ? Tout d'abord dans les pentes naturelles, les ruptures sont souvent liées à

des problèmes d'écoulement d'eau ou d'érosion au pied du massif par une rivière ou par la mer, les questions de rupture à long terme s'y posent assez fréquemment.

On observe aussi des ruptures par glissement dans de nombreux ouvrages artificiels, les talus dressés dans un massif existant pour élargir une plate-forme ou pour ouvrir une tranchée et les talus résultant d'opérations de remblai. Ce genre d'ouvrages se rencontre dans tous les travaux de terrassement qu'il s'agisse de l'aménagement d'une grande zone ou de la construction d'une ligne de chemin de fer ou d'une autoroute qui ne s'accommodent que de faibles pentes longitudinales et entraînent donc la réalisation de terrassements importants.

Les digues des canaux ou des aménagements hydro-électriques, les levées de défense contre les crues constituent une autre catégorie sujette aux ruptures par glissements, on y rencontre des problèmes d'infiltration ou d'érosion des berges.

Les grands barrages en terre et les retenues collinaires posent des problèmes tout à fait analogues parmi lesquels il faut citer en premier lieu le comportement des ouvrages lors des variations brutales du niveau des eaux, c'est-à-dire lors des vidanges rapides qui sont souvent à l'origine de sinistres spectaculaires.

Il faut citer aussi le cas des ouvrages de travaux publics, murs de soutènement, murs de quai fondés sur des couches plus ou moins molles et qui peuvent périr par rupture profonde s'ils sont soumis par exemple à des surcharges dans de mauvaises conditions (Fig. VI-21). Ce type de rupture ressemble beaucoup plus aux glissements de talus qu'aux ruptures que l'on rencontre habituellement sous les fondations superficielles, c'est pourquoi il est normal de le signaler ici.

On ne sait enfin dans quelle catégorie il faut classer les terrils et les crassiers dont les talus sont parfois très instables et présentent de ce fait un réel danger pour les agglomérations voisines ; leurs ruptures interviennent principalement sous l'effet des eaux d'infiltration après de fortes pluies (Aberfan).

**Différentes causes de rupture.**

Au terme de cette énumération, il est intéressant de rappeler les différentes causes de rupture que l'on rencontre et de les classer. On peut distinguer :

— les ruptures dues aux modifications du moment moteur (surcharges des murs de quai par exemple),

— les ruptures provoquées par les modifications des conditions hydrauliques (vidange rapide d'un réservoir, apparition d'un écoulement),

— les ruptures entraînées par les modifications des caractéristiques géotechniques du terrain (ruptures à long terme des pentes naturelles, dessalage de certaines argiles dans les digues collinaires).

La figure XI-5 montre l'aspect que revêt assez fréquemment une rupture de talus. A. Collin avait relevé soigneusement plusieurs ruptures de ce type et



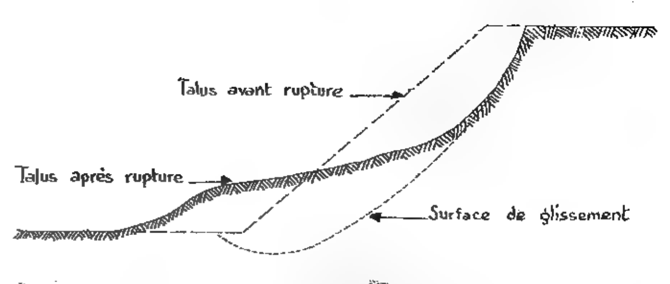



Fig. XI-5. — Rupture sensiblement circulaire.

cru pouvoir affirmer qu'elles affectaient la forme de cycloïdes. A l'heure actuelle comme on l'indiquera plus loin, on assimile dans ce cas la surface de glissement à un cercle, principalement pour des raisons de commodité dans les calculs. Mais toutes les ruptures de talus n'affectent pas cette forme grossièrement circulaire, principalement dans les massifs non homogènes.

La figure XI-6 présente deux cas de rupture qui s'écartent nettement du cercle.

Dans la figure XI-6 *a*, la ligne de glissement est sensiblement parallèle à la surface libre.

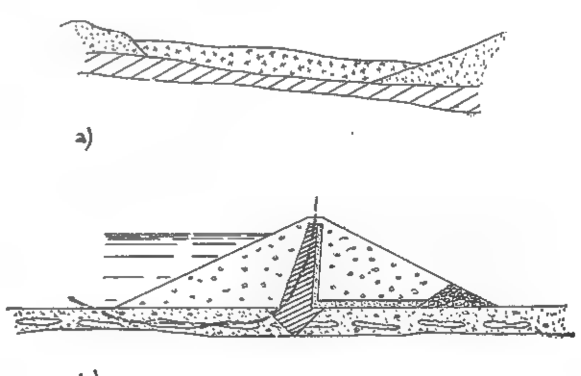



Fig. XI-6. — Ruptures non circulaires.

Dans la figure XI-6 *b*, la ligne de glissement se développe dans un massif hétérogène et suit le tracé des couches de moindre résistance.

Les différents schémas reproduits sur la figure XI-7 montrent une série d'autres types de glissement. Certains auteurs ont tenté des classifications en s'inspirant de l'ampleur et de la forme générale du glissement, du mode de déplacement, du terrain en cause et de son degré de saturation et même, dans certains cas, de la vitesse de déplacement.

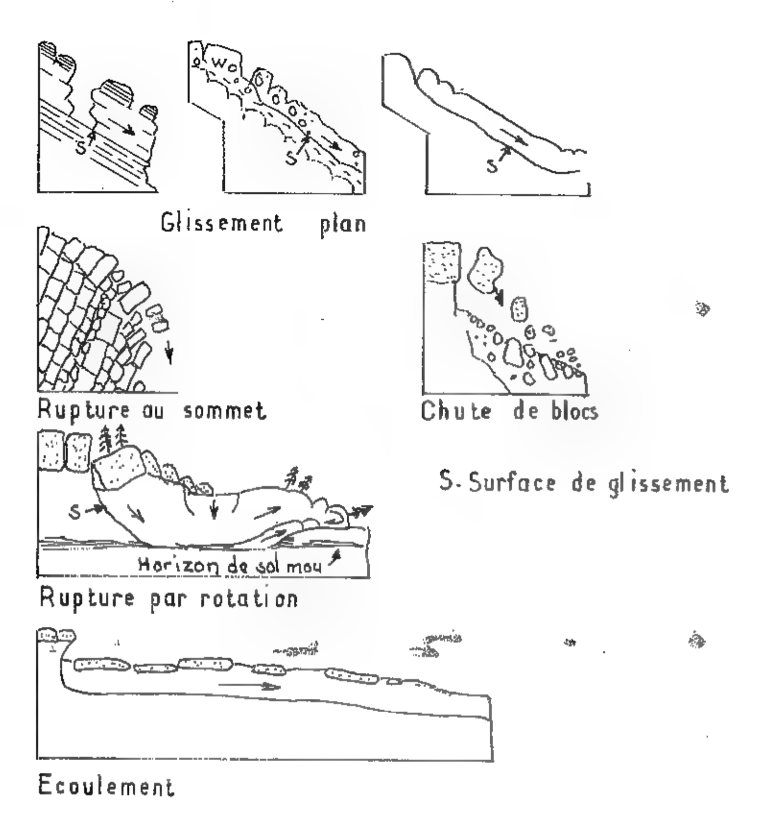



FIG. XI-7. — Différents types de rupture.

On retiendra surtout la catégorie des glissements circulaires qui est la plus abondamment citée dans la littérature.

Même dans le cas simple des ruptures circulaires, on rencontre des aspects variés, car le cercle peut prendre par rapport au talus des positions très différentes. On examinera cette question plus en détail dans le paragraphe 11.2.2, la figure XI-14 indique les différents cas possibles : cercles de pied de talus, cercles de flanc de talus et cercles de rupture profonde.

On se limitera à ces quelques indications sur la morphologie des glissements. On a voulu donner au lecteur un aperçu général de la question et surtout mettre en évidence l'extrême diversité des situations qui peuvent se présenter.

### 11.1.2 Stabilité à long terme des talus d'argile.

Lors de la construction d'un talus, la distribution de la pression interstitielle dépend de la position de la nappe phréatique mais aussi des variations de volume de l'argile en fonction de la modification de l'état des contraintes. Au cours



du temps, la pression interstitielle se dissipe graduellement et on aboutit à un état d'équilibre hydrostatique. Les contraintes effectives qui gouvernent le phénomène ont une répartition très voisine de celle des contraintes totales. L'étude de la stabilité du talus sous l'action de ces contraintes effectives constitue ce que l'on appelle le problème de la « stabilité à long terme » par opposition à celui que pose l'équilibre du talus à la fin des travaux de terrassement qui est un problème de « stabilité à court terme » et pour lequel l'utilisation des contraintes totales et de la cohésion apparente $c_u$ paraît justifiée.

On verra dans le paragraphe suivant comment on aborde le calcul de la stabilité des talus. Il suffit pour l'instant de savoir qu'on choisit une ligne de glissement potentielle le long de laquelle — on le suppose — se développe la résistance au cisaillement du sol telle qu'on a pu la déterminer en laboratoire, à l'appareil triaxial par exemple.

Mais dans le cas des ruptures à long terme, l'étude de nombreux glissements réels dans des couches d'argile montre sans qu'il puisse y avoir le moindre doute, que les valeurs de la résistance au cisaillement mesurées au moyen des essais de laboratoire courants n'ont pas forcément de relation avec les valeurs qui se sont manifestées réellement dans l'argile au moment de la rupture.

Cette conclusion très nette a été formulée par Skempton qui a prononcé sur le sujet une magistrale conférence en février 1964 à Londres.

Skempton pose deux questions :

— Comment expliquer cette divergence entre les résultats des essais de laboratoire et les mesures effectuées sur place ?

— Comment modifier les processus expérimentaux actuels pour obtenir des valeurs de la résistance au cisaillement que l'on puisse utiliser avec confiance dans l'étude des projets ?

**Caractéristiques résiduelles.**

Dans le paragraphe 4.4.2 on a vu qu'on pouvait définir pour une argile donnée, deux angles de frottement interne différents :

— L'angle de frottement interne qui correspond au maximum de l'effort de cisaillement (c'est l'angle $\varphi$ que l'on considère habituellement).

— L'angle de frottement résiduel inférieur au précédent de 2° à 10° environ.

On a précisé d'ailleurs qu'on se servait fort peu de ce dernier angle. La caractéristique de cet angle de frottement résiduel est de correspondre à des déplacements de cisaillement importants (de l'ordre de 2 à 5 cm). Il semble bien que la résistance au cisaillement *in situ* reste du même ordre de grandeur, même si les déplacements atteignent plusieurs dizaines de centimètres. Parallèlement, on constate dans le cas des argiles surconsolidées et fissurées que la cohésion

résiduelle (définie de la même manière que l'angle de frottement résiduel) est pratiquement nulle. C'est là un résultat capital.

On peut expliquer cette perte de résistance au cisaillement pour les grandes déformations par l'orientation des particules argileuses qui se produit dans le plan de glissement : les particules qui sont initialement disposées au hasard s'orientent parallèlement les unes aux autres dans la direction du cisaillement, c'est pourquoi si pour une raison quelconque — dit Skempton — la déformation de l'argile en un point du massif dépasse celle qui correspond au maximum de la résistance au cisaillement, alors en ce point la résistance au cisaillement décroîtra. Les efforts seront donc reportés en d'autres points et le processus se renouvellera. Une rupture progressive s'amorce de cette manière et à la limite, la résistance au cisaillement le long de toute la ligne de glissement tombera à sa valeur résiduelle.

L'orientation des particules argileuses qu'on vient de signaler, s'accompagne la plupart du temps d'un ramollissement local de l'argile au voisinage de la ligne de glissement. Skempton rapporte que, pour l'argile de Londres, il a constaté l'existence d'une zone de 5 cm d'épaisseur environ dans laquelle la teneur en eau s'élevait à 35 % alors que dans le reste du massif elle n'était que de 30 %.

La perte de résistance au cisaillement est étroitement liée à ce ramollissement de l'argile. Il faut bien noter, par ailleurs, qu'il ne s'agit pas là de zones à plus forte teneur en eau le long desquelles le glissement se produit de manière préférentielle, mais bien d'un ramollissement des zones où se produit le glissement par suite des déformations provoquées ; l'augmentation de teneur en eau est un effet et non une cause.

Il est bien connu que la résistance des solides est affectée par la présence de fissures microscopiques au voisinage desquelles les efforts se concentrent et que la rupture se produit alors sous une contrainte moyenne inférieure à la résistance théorique du matériau. Ce qui est vrai des fissures microscopiques, l'est aussi de celles que l'on rencontre dans les argiles et l'explication que l'on vient de donner pour les solides doit être, *grosso modo*, transposable au cas des argiles. Il est donc logique de supposer qu'une argile microfissurée ne peut développer sa résistance au cisaillement maximale tout le long d'une ligne de glissement.

Fissures et importance des déplacements ne sont sans doute pas les seules explications possibles. Les efforts appliqués *in situ* le sont depuis des dizaines d'années et on peut penser que des phénomènes de fluage interviennent aussi, mais on ne sait pratiquement rien à l'heure actuelle sur ce sujet.

**Facteur résiduel.**

On vient de répondre à la première des deux questions posées plus haut ; il faut maintenant se demander quelle doit être l'attitude du projeteur devant



un problème donné. Quelle valeur de la résistance au cisaillement de l'argile doit-il choisir pour étudier la stabilité à long terme ?

Pour répondre à cette question, Skempton a étudié un certain nombre de glissements caractéristiques qui se sont produits en Grande-Bretagne.

Il détermine chaque fois la résistance moyenne au cisaillement $\tau_m$ qui s'est manifestée réellement lors de la rupture le long de la ligne de glissement et compare cette valeur aux deux résistances mesurées en laboratoire, la résistance maximale $\tau_M$ et la résistance résiduelle $\tau_r$. Cette comparaison lui permet de définir un « facteur résiduel » $R$ tel que :

$$R = \frac{\tau_M - \tau_m}{\tau_M - \tau_r}$$

soit

$$\tau_m = R\tau_r + (1 - R)\,\tau_M\,.$$

On peut interpréter cette définition en disant que $R$ représente la fraction de la ligne de glissement sur laquelle la résistance au cisaillement est réduite à la valeur résiduelle.

On reproduira ci-dessous le tableau dressé par Skempton pour présenter, de manière condensée, le résultat de ses observations et de ses calculs.

Les conclusions de Skempton sont les suivantes :

Il constate que pour toutes les argiles microfissurées, la résistance au cisaillement est fortement réduite à une valeur souvent assez proche de la résistance résiduelle et d'autant plus proche que le talus existe depuis plus longtemps, ce qui signifie que la *résistance au cisaillement décroît avec le temps.*

Pour les argiles non fissurées par contre, le coefficient $R$ conserve une valeur très petite, la perte de résistance au cisaillement est faible, voire insignifiante. Les remblais d'argile compactés utilisés dans les barrages en terre ont un comportement analogue.

Enfin lorsqu'un glissement s'est déjà produit, tout mouvement ultérieur le long de la même ligne de glissement est gouverné par la résistance résiduelle quelle que soit la nature de l'argile en cause.

Il n'est pas rare d'ailleurs que le premier glissement entraîne la fissuration de l'argile à grande profondeur au voisinage du pied. A l'occasion d'orages, le terrain peut se ramollir extrêmement rapidement ce qui provoque le fluage de l'argile et un nouveau glissement.

On constate combien, pour les argiles fissurées tout au moins, le comportement à long terme s'oppose au comportement à court terme. Dans le premier cas en effet, l'étude de la stabilité est faite en supposant $c' = 0$ (il s'agit de la cohésion résiduelle), tandis que dans le deuxième, on adopte souvent $\varphi_u = 0$ (angle de frottement interne non drainé).

Cette question de la stabilité à long terme des talus avait provoqué de vives discussions lors du congrès de Paris en 1961, certains participants estimaient que l'hypothèse $c' = 0$ constituait une règle générale tandis que d'autres congressistes la repoussaient avec vigueur. La mise au point, faite par Skempton

TABLEAU I

Valeurs du « facteur résiduel » $R$ pour différents glissements observés en Grande-Bretagne (d'après Skempton)

| Situation | Etat de l'argile | Talus naturel $N$ ou artificiel $A$ (avec l'indication de la durée de vie du talus) | Facteur résiduel $R$ |
|---|---|---|---|
| *Selset* (dans le nord du Yorkshire) | argiles sans fissures, ni altération | $N$ | 0,08 |
| *Argile de Londres* (¹) | | | |
| Northolt ......... | argiles microfissurées et altérées | $A$ (19 ans) | 0,56 |
| Kensal Green .... | | $A$ (29 ans) | 0,61 |
| Sudbury Hill .... | | $A$ (49 ans) | 0,80 |
| Différents sites ... | | $N$ (talus à 10°) | 0,92 à 1,06 |
| *Jackfield* (sur la Severn) .... | | $N$ | 1,12 |

(¹) Cette argile du sparnacien (Eocène) appartient à la même formation que l'argile dite « argile plastique de Provins » dans la région parisienne.

en 1964 clôt le débat : la cohésion résiduelle ne s'annule pas avec le temps pour toutes les argiles, ni dans toutes les circonstances ; de plus, la transformation du matériau n'a lieu que dans un très petit volume localisé au voisinage de la surface de glissement.

On vient de parler de rupture progressive à propos des ruptures à long terme. Ce phénomène se produit également pour les ruptures à court terme. Lorsque le massif commence à se déformer, sa partie supérieure se dilate et se met éventuellement en tension, tandis que la partie inférieure au contraire est soumise à une compression.

Dans les milieux pulvérulents, ces dilatations et compressions modifient légèrement l'angle de frottement interne et par suite, la résistance au cisaillement qui diminue en crête et augmente vers le pied. La rupture a tendance à s'amorcer par le haut.

Dans les milieux cohérents au contraire, la mise en tension de la partie supérieure provoque l'apparition d'une pression interstitielle négative et la compression de la partie inférieure celle d'une pression positive, la rupture a donc tendance à s'amorcer au pied du talus, à l'encontre de ce qui se passe pour les matériaux pulvérulents.



### 11.1.3 Définitions du coefficient de sécurité.

On ne sait pas déterminer le tenseur des contraintes en tous les points d'un massif sujet à une rupture par glissement, la plus grande partie de la masse en mouvement reste en effet en équilibre élastique et seule, une mince bande au voisinage de la ligne de glissement passe à l'état d'équilibre plastique. On est donc conduit à utiliser une méthode qui rappelle celle du coin de Coulomb, mais qui diffère sensiblement de celles mises en œuvre pour le calcul des murs de soutènement ou de la force portante des fondations.

Puisqu'on est incapable de préciser les contraintes qui règnent effectivement dans un talus stable, on suppose pour les besoins du calcul que la rupture est imminente et par suite on introduit un coefficient de sécurité pour retrouver en fait des conditions normales de travail compatibles avec la bonne tenue de l'ouvrage. On verra que la détermination du coefficient de sécurité est liée inextricablement aux calculs de stabilité des talus ; c'est ce qui fait l'originalité de ce problème par rapport à ceux traités précédemment.

La définition du coefficient de sécurité des talus à l'égard de la rupture est une des questions les plus controversées de la mécanique des sols. Comme on va l'expliquer, plusieurs approches ont été proposées présentant chacune des avantages et des inconvénients sans que, pour autant, on puisse trouver une synthèse pleinement satisfaisante. Une conférence européenne s'est tenue sur ce sujet à Stockholm en 1954, la discussion a repris au congrès de Paris en 1961 et à Montréal en 1965 on retrouve encore plusieurs communications sur cette question. Le débat reste ouvert !

La figure XI-8 représente un talus de hauteur $H$ faisant un angle $\beta$ avec l'horizontale. Pour étudier sa stabilité, on trace une ligne de glissement possible (ici l'arc de cercle $AMC$) et on cherche les conditions de l'équilibre de la masse $ABCMA$.

Un certain nombre de forces sollicitent cette masse (sur la figure XI-8 on s'est contenté de faire figurer le poids $W$ et dans les calculs qui suivent, on n'a pris en compte que le poids $W$, il s'agit là uniquement d'une simplification de l'écriture qui n'altère en rien la généralité des résultats). Ces forces sont à l'origine de ce qu'on appelle le *moment moteur*, c'est-à-dire le moment qui tend à faire pivoter la masse $ABCMA$ le long de l'arc de cercle $AMC$ dans le sens de $A$ vers $C$.

Pour équilibrer ce moment moteur, des contraintes de cisaillement se développent sur la ligne de glissement possible et on a :

$$Wl = r \int_C^A \tau \, ds .$$

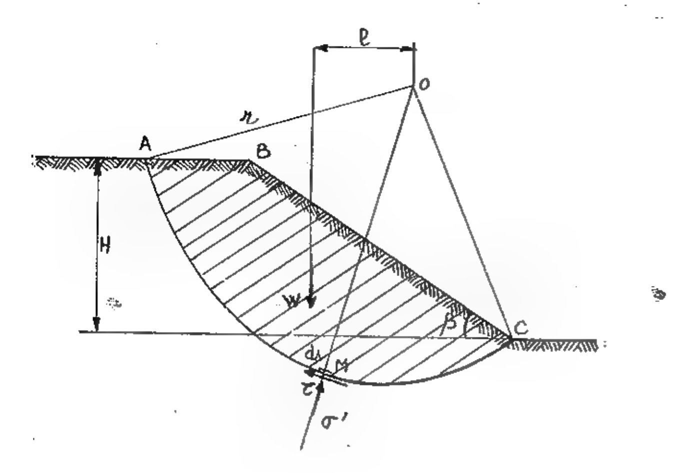



FIG. XI-8. — Principe du calcul de la stabilité d'un talus.

Puisque le talus est en équilibre stable, la distribution des contraintes de cisaillement $\tau$ qui figure dans l'équation précédente n'est pas une distribution de contraintes critiques. On dispose donc d'une certaine marge de sécurité qu'on apprécie à l'aide d'un coefficient de sécurité $F$.

A l'arc de cercle $AMC$, on peut faire correspondre une valeur numérique précise du coefficient de sécurité. On recommence l'opération pour diverses lignes de glissement possibles et on *cherche pour quelle ligne on obtient la valeur la plus faible du coefficient de sécurité.* C'est cette valeur qui caractérise la marge de sécurité par rapport à la rupture que présente le talus donné.

On vient d'exposer rapidement le principe du calcul de la stabilité d'un talus (on reviendra sur cette question à l'article suivant), on indiquera maintenant quelles sont les différentes définitions possibles du coefficient de sécurité.

**Efforts mobilisables et efforts appliqués.**

Tout d'abord on peut comparer les efforts de cisaillement réellement appliqués $\tau$ et les efforts de cisaillement « mobilisables » $\tau_f$.

On a

$$\tau_f = c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi$$

dans cette formule.

$\sigma'$ représente la distribution des contraintes normales réellement appliquées.

$\tau_f$ est par conséquent l'intensité maximale de la composante de cisaillement compatible avec cette composante normale $\sigma'$.



Par définition, le coefficient de sécurité sera le rapport du moment des efforts mobilisables au moment des efforts appliqués c'est-à-dire au moment moteur :

$$F = \frac{r \int_C^A \tau_f \, ds}{r \int_C^A \tau \, ds}$$

c'est-à-dire

$$\boxed{F = \frac{r \int_C^A (c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi) \, ds}{Wl}}\,.$$

Cette définition porte en elle-même une certaine contradiction :

— si l'équilibre limite est réalisé sur la ligne de glissement, alors :

$$\tau = \tau_f \qquad \text{et} \qquad F = 1$$

— si la ligne de glissement potentielle reste à l'état d'équilibre élastique, on a alors des difficultés à définir de façon précise ce que peuvent être les efforts de cisaillement mobilisables, c'est-à-dire disponibles au moment de la rupture puisque précisément on suppose que la rupture ne peut se produire.

Dans le calcul ci-dessus, on a suivi l'usage courant et supposé que la distribution des contraintes normales $\sigma'$ réellement appliquées pouvait être utilisée pour calculer le cisaillement mobilisable. Il s'agit là d'une grossière approximation. On ne peut supposer que le milieu est en équilibre élastique pour déterminer $\sigma'$ et simultanément qu'il est en équilibre plastique pour déterminer $\tau_f$.

**Caractéristiques réelles et caractéristiques réduites.**

Une deuxième manière d'évaluer la marge de sécurité consiste à remplacer les caractéristiques réelles $c$ et $\varphi$ du matériau par des caractéristiques réduites $c''$ et $\varphi''$ (cf. Tome I, § 4.2.3, p. 192) pour lesquelles le talus sera sur le point de se rompre.

On définit ainsi deux coefficients de sécurité, l'un par rapport à la cohésion, l'autre par rapport au frottement interne :

$$\boxed{F_c = \frac{c}{c''}} \qquad \boxed{F_\varphi = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi''}}\,.$$

La figure XI-9 montre les nouvelles droites de Coulomb sur lesquelles doivent se placer les points représentatifs des contraintes régnant sur la ligne de glissement dans l'équilibre « virtuel » que l'on envisage maintenant.

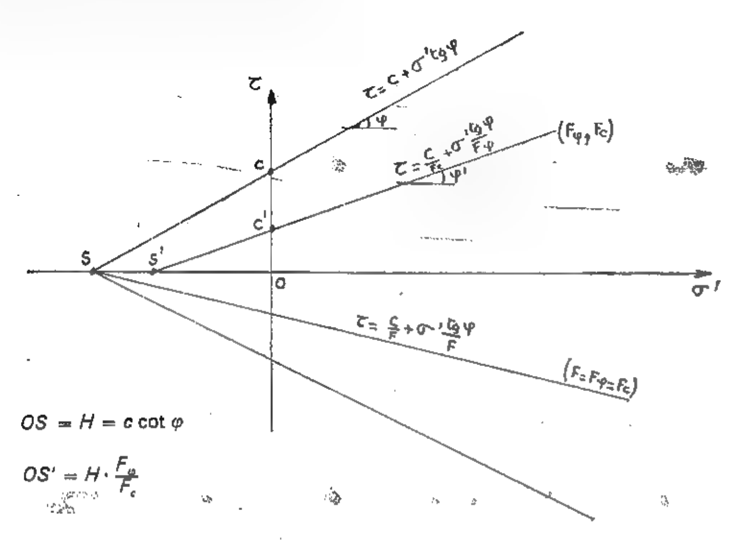



FIG. XI-9. — Résistance au cisaillement avec les caractéristiques réduites $\frac{\operatorname{tg} \varphi}{F_\varphi}$ et $\frac{c}{F_c}$.

Puisque le massif est en équilibre limite pour les valeurs réduites $c'$ et $\varphi'$ on peut écrire :

$$r \int_C^A (c'' + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'') \, ds = r \int_C^A \left( \frac{c}{F_c} + \frac{\sigma' \operatorname{tg} \varphi}{F_\varphi} \right) ds = Wl .$$

Très souvent on estime incommode d'utiliser simultanément deux coefficients de sécurité et on définit un coefficient unique :

$$\boxed{F = F_c = F_\varphi = \frac{c}{c''} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi''}} .$$

L'équation d'équilibre du massif devient :

$$r \int_C^A \frac{1}{F} (c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi) \, ds = Wl$$



soit

$$F = \frac{r \int_C^A (c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi) \, ds}{Wl} .$$

Cette formule n'est identique qu'en apparence à la formule équivalente correspondant à la première définition du coefficient de sécurité.

En effet, les deux distributions de contraintes normales $\sigma'$ qui figurent dans ces formules ne sont pas les mêmes. Dans le premier cas, il s'agit de la distribution des efforts réellement appliqués dans un état d'équilibre élastique tandis que dans le deuxième cas, il s'agit d'une distribution d'efforts virtuels dans un état d'équilibre plastique.

On verra dans l'article suivant que l'influence de cette distribution de contraintes $\sigma'$ sur la valeur du coefficient de sécurité est très faible, par conséquent les deux définitions doivent donner des résultats voisins.

Londe et Sterenberg ont d'ailleurs démontré que, pour un problème donné, la deuxième définition conduirait à des valeurs plus élevées du coefficient de sécurité que la première (ce résultat n'est valable que si la ligne de glissement est circulaire et si l'on satisfait dans le calcul du coefficient aux trois équations d'équilibre, ce qui n'est pas le cas d'habitude).

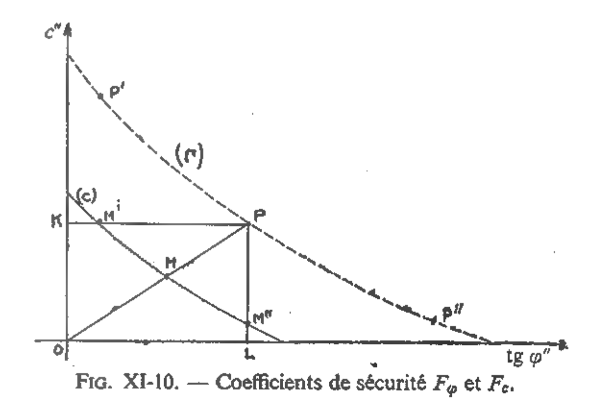



FIG. XI-10. — Coefficients de sécurité $F_\varphi$ et $F_c$.

L'étude de l'équilibre de la masse sujette au glissement se résume dans une équation de la forme,

$$f(H, \beta, \operatorname{tg} \varphi'', c'') = 0$$

qui relie les caractéristiques géométriques du talus aux caractéristiques mécaniques réduites $\varphi''$ et $c''$ pour lesquelles le massif est en équilibre limite. La courbe (C) de la figure XI-10 représente une telle équation. Une infinité de couples ($c''$, $\operatorname{tg} \varphi''$) est solution du problème.

Soit $P$ le point de coordonnées tg $\varphi$ et $c$ qui correspond aux caractéristiques réelles du terrain en place. On constate immédiatement sur la figure que le coefficient de sécurité unique $F$ que l'on a défini plus haut est égal à $\frac{OP}{OM}$.

Le point $M'$ correspond au couple de coefficients

$$F_\varphi = \frac{KP}{KM'} \quad \text{et} \quad F_c = 1$$

le point $M''$ au couple

$$F_\varphi = 1 \quad \text{et} \quad F_c = \frac{LP}{LM''}$$

et chacun des points de l'arc $M'$ $M''$ à un couple différent des deux coefficients $F_c$ et $F_\varphi$ (qui ne sont donc pas indépendants l'un de l'autre).

La principale critique qu'on peut faire à cette deuxième définition du coefficient de sécurité, c'est d'apprécier la marge de sécurité par rapport aux caractéristiques mécaniques du massif alors que ces caractéristiques ne sont pas toujours connues avec une bonne précision et qu'on s'intéresse au moins autant à l'influence d'autres paramètres sur la stabilité, à celle de la variation des forces extérieures ou à celle des déformations du massif par exemple.

Par ailleurs lorsqu'on prend $F_\varphi = F_c = F$ pour des raisons de commodité, on peut aboutir à des conclusions discutables. Sur la figure XI-10, on a tracé la courbe $(\Gamma)$ homothétique de $(C)$ et passant par $P$. Tous les points de cette courbe correspondent au même coefficient de sécurité $F$ que le point $P$ ; mais on peut se demander si les points $P'$ et $P''$ offrent véritablement les mêmes garanties de sécurité que le point $P$ lui-même. Malgré tout, c'est cette définition qu'on retiendra dans l'article suivant pour la présentation des méthodes de calcul de la stabilité des talus.

**Modification des forces appliquées.**

On peut enfin définir le coefficient de sécurité d'une troisième manière. On modifie le moment moteur $Wl$ et on cherche pour quelle valeur $FWl$ le massif est en équilibre limite, compte tenu de ses caractéristiques mécaniques réelles $\varphi$ et $c$.

Il y a deux façons de modifier le moment moteur, on peut :

— soit conserver la ligne d'action de $W$ et porter son intensité à la valeur $F_w W$,

— soit garder la grandeur $W$ et augmenter son bras de levier jusqu'à la valeur $F_l\, l$ en déplaçant $W$ parallèlement à lui-même.

On obtient ainsi deux valeurs différentes du coefficient de sécurité $F_w$ et $F_l$ (si l'équation des moments est la même dans les deux cas, il en va différemment



pour les équations de projections horizontale et verticale). Ces définitions ont été préconisées par Fröhlich et par de Beer.

On peut démontrer que cette nouvelle manière d'opérer (lorsqu'on adopte la définition de $F_w$) conduit au même résultat que la méthode précédente lorsqu'on choisit le couple ($F_\varphi = 1$, $F_c = F$).

De Beer indique que le coefficient $F_w$ permet d'apprécier la marge de sécurité à l'égard des surcharges qu'on peut appliquer au talus suivant une ligne d'action bien déterminée, tandis que le coefficient $F_l$ marque la sensibilité de l'équilibre à d'éventuelles déformations du talus, car dans le calcul de $F_l$ on augmente les moments moteurs tandis qu'on diminue les moments résistants, ce qui revient à considérer le talus plus raide qu'il ne l'est en réalité.

Au terme de cette analyse des définitions possibles du coefficient de sécurité, on indiquera que, pour les besoins de la pratique toutes les définitions se valent, et qu'il suffit de bien préciser quelle définition on utilise lorsqu'on veut apprécier la signification d'une valeur numérique différente de 1.

On peut se demander pourquoi on a été conduit à élaborer plusieurs types de définitions, la raison essentielle paraît être l'ignorance dans laquelle on se trouve de la distribution réelle des contraintes $\sigma'$ dans les conditions normales de travail, et lors de la rupture. Lorsqu'on saura déterminer cette distribution, ce qui suppose la connaissance des relations contraintes-déformations, le problème se posera sous un jour tout nouveau.

Les différentes définitions $F_i$ du coefficient de sécurité forment une classe d'ordre comme l'a souligné Demonsablon ; on a en effet les deux propriétés suivantes :

— pour une courbe de glissement donnée $(C)$

si $$F_i(C) > 1$$

alors $$F_j(C) > 1 \quad \text{quel que soit } j,$$

— pour deux courbes différentes $(C_1)$ et $(C_2)$

si $$F_i(C_1) > F_i(C_2)$$

alors $$F_j(C_1) > F_j(C_2) \quad \text{quel que soit } j.$$

Par conséquent, toutes les définitions du coefficient de sécurité sont équivalentes en tant que critère qualitatif de stabilité.

**Introduction du calcul des probabilités.**

Pour terminer, on indiquera que des tentatives ont été faites pour introduire à l'occasion de la définition des coefficients de sécurité, le calcul des probabilités dans les problèmes de mécanique des sols. Ces essais ne paraissent pas avoir dépassé actuellement le stade des travaux théoriques: On donnera quelques indications sur la méthode que propose Lazard dans le cas de la stabilité des talus.

La mécanique des sols montre que pour une courbe de glissement donnée, les valeurs des coefficients $\varphi''$ et $c''$ sont liées lors de l'apparition de l'équilibre limite par la relation $f(H, \beta, \text{tg}\, \varphi'', c'') = 0$ qui est représentée par la courbe $(C)$ sur le diagramme de la figure XI-11.

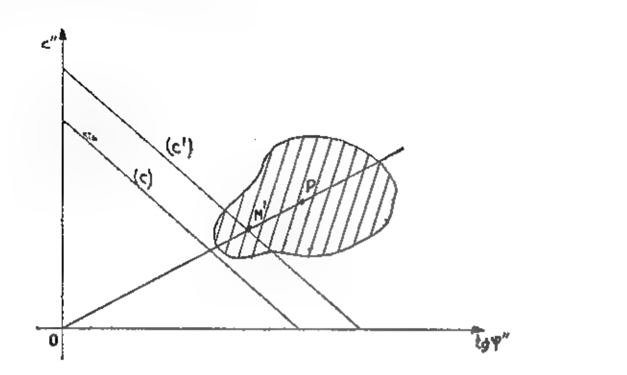



FIG. XI-11. — Application du calcul des probabilités à la définition de la sécurité.

Pour tenir compte des imperfections et des simplifications de cette théorie, on admettra que la véritable courbe limite est une courbe $(C')$ parallèle à $(C)$ et située au-dessus d'elle. Le point $P$ représente comme sur la figure XI-10 le matériau constituant le massif, mais la détermination des caractéristiques mécaniques du terrain est entachée d'un certain nombre d'erreurs et les essais de cisaillement présentent une dispersion notable. Le matériau constituant le massif a donc plutôt comme image un nuage de points entourant $P$. Si ce nuage est franchement éloigné de la courbe $(C')$ il n'y a pas de difficulté. Par contre si, comme sur la figure XI-11 quelques points du nuage s'approchent de $(C')$ ou même sont situés du côté de l'origine, alors un problème se pose.

Il s'agit de déterminer quelle est la probabilité de ruine du talus. Si cette probabilité est faible $\left(\text{de l'ordre de } \frac{1}{1\,000\,000} \text{ ou } \frac{1}{100\,000}\right)$ on pourra admettre que le talus est stable ; par contre si la probabilité est grande $\left(\text{de l'ordre de } \frac{1}{1\,000}\right)$, il faudra reconnaître que le talus est instable.

Comment calculer cette probabilité ? On admettra d'abord que la dispersion du frottement interne et la dispersion de la cohésion suivent chacune une loi normale. Alors, d'après une démonstration de R. Lévi, la probabilité de ruine du talus est donnée par la probabilité intégrale de l'expression :

$$-\frac{mc + \text{tg}\, \varphi}{\sqrt{m^2 \Delta_c^2 + \Delta_\varphi^2}} \cdot \frac{F - 1}{F}$$



dans cette formule :

$(-m)$ est la pente de la courbe $(C')$ au voisinage du point $M'$ ;

$c$ et $\text{tg}\, \varphi$ sont les caractéristiques moyennes du matériau, ce sont les coordonnées du point $P$ ;

$\Delta_c$ est l'écart quadratique de la dispersion des valeurs de la cohésion $c$ ;

$\Delta_\varphi$ est l'écart quadratique de la dispersion des valeurs de $\text{tg}\, \varphi$ ;

$F$ est le coefficient de sécurité classique défini par le rapport $\frac{OP}{OM'}$.

On limitera là ces indications sur l'application de la théorie des probabilités à la mécanique des sols, en soulignant combien cette approche devrait être féconde puisqu'on travaille sur un matériau, le sol, dont les caractéristiques sont, au premier chef, des variables aléatoires.

## 11.2 CALCUL DE LA STABILITÉ DES TALUS.

### 11.2.1 Méthode globale.

**Equilibre d'une masse sujette au glissement.**

On étudiera d'abord la stabilité d'un massif homogène de caractéristiques mécaniques $c$ et $\varphi$. Il est bien certain que les cas pratiques d'application de cette théorie sont assez limités. Mais cette étude, relativement simple, fournira de premières indications intéressantes qu'on essaiera ensuite, d'adapter au cas plus courant d'un massif hétérogène. En tout état de cause, il s'agit là, au moins, d'une première approximation. Bien entendu, on se place délibérément dans l'hypothèse d'un équilibre à deux dimensions.

La figure XI-12 représente le talus $ACB$, dont on étudie la stabilité. Comme on l'a souligné plus haut, ce massif est homogène, mais il peut renfermer une nappe phréatique ou même être le siège d'un écoulement. On suppose que la rupture du massif va se produire le long d'un arc de cercle, de centre $O$ et rayon $OA = r$ et on se propose d'évaluer le coefficient de sécurité correspondant, c'est-à-dire la fraction de la cohésion et du frottement interne réel du terrain qu'il convient de mobiliser, pour assurer strictement l'équilibre de la zone $ACBMA$ du massif.

Quelles sont les forces qui agissent sur cette zone ? Tout d'abord, le poids $W$ des terres et de l'eau situées dans la zone. Sur le contour $CBMA$, ensuite, les efforts transmis par l'eau de la nappe ; ces efforts admettent une résultante $U$ que l'on supposera complètement connue, la détermination de $U$ relève des techniques exposées dans le chapitre II, on donnera à l'article 11.3 des indications complémentaires.

Enfin, il faut prendre en compte les contraintes effectives le long de la ligne de glissement $AMB$. La contrainte critique en $M$ est la somme :

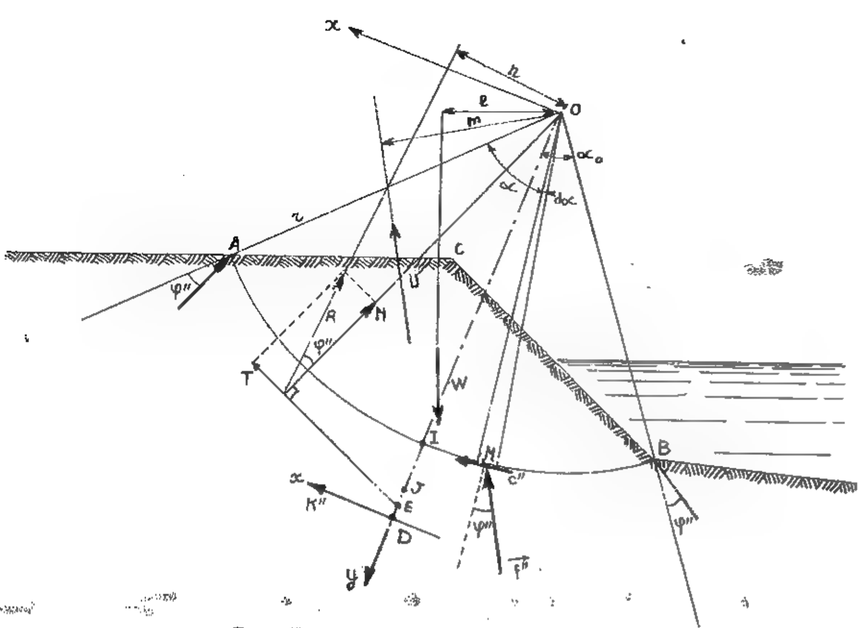



FIG. XI-12. — Equilibre global du massif.

— d'une contrainte de cohésion $\vec{c}''$ portée par la tangente et d'intensité $c'' = \frac{c}{F}$ ;

— d'une contrainte de frottement $\vec{f}''$ ayant une intensité inconnue et une obliquité $\varphi''$ telle que $\operatorname{tg} \varphi'' = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F}$ ($F$ est précisément le coefficient de sécurité recherché).

La résultante des forces élémentaires correspondantes agissant le long de la ligne de glissement peut aussi se décomposer en deux forces :

— une force $\vec{K}''$ pour l'effet de la cohésion (elle est parallèle à $AB$, passe par le point $D$, tel que $OD = r \frac{\alpha_0}{\sin \alpha_0}$ et a pour intensité $K'' = 2\, r \sin \alpha_0\, c''$) ;

— une force $\vec{R}$ pour l'effet des contraintes de frottement.

On écrit que la zone $ACBMA$ est en équilibre, c'est-à-dire que l'ensemble des forces mentionnées ci-dessus a une résultante et un moment par rapport à $O$ nuls

$$\boxed{\vec{W} + \vec{U} + \vec{K}'' + \vec{R} = 0}\ .$$



Le polygone des forces est indiqué par la figure XI-13 et

$$\boxed{Wl - Um - Rn - 2\,\alpha_0\, r^2 \frac{c}{F} = 0}\ .$$

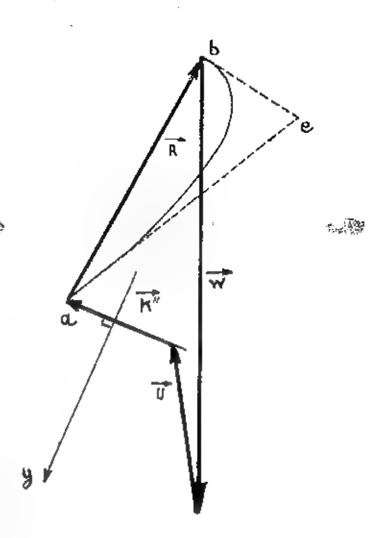



FIG. XI-13. — Polygone des forces.

On donne naturellement aux produits $Wl$, $Um$ et $Rn$, les signes appropriés.

Dans ces équations, les forces $\vec{W}$ et $\vec{U}$ sont parfaitement connues, la force $\vec{K}''$ l'est aussi au coefficient de sécurité près.

Mais *a priori*, on ne sait rien sur la distribution des contraintes le long de l'arc $AMB$ ni, donc, sur l'intensité ou la direction de la force $\vec{R}$. C'est bien là ce qui fait toute la difficulté du problème. Les différentes méthodes mises au point pour l'étude de la stabilité des talus se distinguent les unes des autres, par la manière dont elles viennent à bout — avec plus ou moins de rigueur — de cette difficulté.

**Méthode de Biarez. — Bornes inférieure et supérieure du coefficient de sécurité.**

Sur le polygone des forces de la figure XI-13, on a représenté, non seulement la force $\vec{R}$, mais aussi le funiculaire des contraintes $\vec{f}''$.

Bien entendu, ce funiculaire a mêmes extrémités $a$ et $b$ que $\vec{R}$ puisque

$$\vec{R} = \sum \vec{f}''.r\, d\alpha\ .$$

On connaît d'autre part, la direction de ses tangentes aux deux extrémités, ce sont les directions des contraintes de frottement en $A$ et en $B$.

On appellera $L''$ la longueur de ce funiculaire

$$L'' = r \int_{AB} f''\, d\alpha\ .$$

Cette longueur $L''$ dépend de la distribution des contraintes le long de l'arc $AB$ ; mais pour toutes les distributions imaginables, $L''$ est toujours supérieur à $R$, qui est la plus courte distance entre les deux extrémités du funiculaire. Par ailleurs, si on admet que les contraintes $\vec{f}''$ sont toujours de même signe, le funiculaire n'a pas de point d'inflexion et par conséquent $L''$ est toujours inférieur à $ae + eb$ (Fig. XI-13). Comment cette longueur $L''$ intervient-elle dans le calcul du coefficient de sécurité ?

Le moment $Rn$ de la résultante $\vec{R}$ par rapport à $O$ a pour expression :

$$Rn = r \int_{AB} f'' \sin \varphi'' \, r \, d\alpha = r \sin \varphi'' L''.$$

L'équation des moments devient :

$$r \sin \varphi'' L'' + 2 \alpha_0 r^2 \frac{c}{F} = Wl - Um$$

soit en remplaçant $\sin \varphi''$ par $\dfrac{\operatorname{tg} \varphi''}{\sqrt{1 + \operatorname{tg}^2 \varphi''}}$ et en faisant apparaître $F$

$$L'' \frac{r \operatorname{tg} \varphi}{\sqrt{F^2 + \operatorname{tg}^2 \varphi''}} + 2 \alpha_0 r^2 \frac{c}{F} = Wl - Um .$$

Dans cette équation, seuls $F$ et $L''$ sont inconnus. On peut vérifier que pour les valeurs positives de $F$ et $L''$ (les seules qui présentent ici un intérêt pratique) cette équation définit $F$ comme une fonction univoque et croissante de $L''$.

Si donc, on introduit dans la relation ci-dessus, les deux bornes $R$ et $(ae + eb)$ de la longueur du funiculaire, on trouvera des bornes inférieure et supérieure du coefficient de sécurité $F$.

La borne inférieure permet, sans hypothèse complémentaire sur la distribution de $f''$, d'avoir une première indication sur la plus ou moins grande stabilité du talus.

Il faut donc introduire l'intensité $R$ de la résultante à la place de la longueur du funiculaire, dans l'équation des moments. Mais, on notera que pour les milieux doués de cohésion, $R$ dépend du coefficient de sécurité $F$ (par l'intermédiaire de $K''$).

On doit donc procéder par approximations successives. Pour cela, il faut écrire l'équation des moments sous une forme pratique qui permette une convergence rapide des approximations. Dans cette équation, on remplace $\sin \varphi''$ par $\cos \varphi'' \dfrac{\operatorname{tg} \varphi}{F}$, et il vient :

$$r \cos \varphi'' \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F} L'' + 2 \alpha_0 r^2 \frac{c}{F} = Wl - Um$$

c'est-à-dire :

$$\boxed{F = \frac{2 \alpha_0 r^2 c + r \operatorname{tg} \varphi \cos \varphi'' L''}{Wl - Um}}.$$

Dans cette expression $\cos \varphi''$ est le seul terme qui dépende de $F$ (mis à part $L''$ évidemment). Comme une légère erreur sur $F$ et donc sur $\varphi''$ a peu d'influence sur $\cos \varphi''$, on peut être assuré que cette formule converge rapidement (il vaut mieux faire apparaître $\cos \varphi''$ que $\sin \varphi''$ qui s'introduit naturellement, car $\sin \varphi''$ est plus sensible que $\cos \varphi''$ aux variations de $F$, puisque $\left.\varphi'' < \varphi < \frac{\pi}{4}\right)$.



Le processus est alors le suivant :

On choisit une valeur pour $F$, on en déduit $\varphi''$ et $R$ et on porte ces valeurs dans le second membre de l'équation ci-dessus, d'où une nouvelle valeur de $F$. L'expérience montre que la convergence est très rapide, deux ou trois opérations suffisent en général.

On a ainsi déterminé la borne inférieure du coefficient de sécurité correspondant à un cercle donné. Parmi tous les cercles possibles on choisira en définitive celui qui correspond à la borne inférieure la plus basse.

Biarez, auquel on doit cette utilisation de la longueur du funiculaire, a même montré qu'on pouvait améliorer la précision du calcul en déterminant un nouveau couple de bornes inférieure et supérieure de $F$, situé à l'intérieur du couple précédemment défini et présentant donc une fourchette plus étroite, sans faire aucune autre hypothèse sur les contraintes $\vec{f}''$ que celle de la constance de leur signe. En l'absence d'eau, il a montré que la nouvelle borne inférieure ne différait que de 2 à 3 % d'avec le coefficient de sécurité correspondant à un funiculaire rectiligne et que la borne supérieure s'en écartait de 10 % au maximum.

L'influence de la distribution des contraintes le long de l'arc $AB$ sur la valeur du coefficient de sécurité est donc assez faible. C'est une constatation générale qu'on retrouve dans toutes les méthodes.

**Méthodes de Taylor et de Caquot.**

Il n'est pas possible de traiter de la stabilité des talus sans faire au moins une allusion à la méthode de Taylor développée par cet auteur dès 1937 et qui, pendant longtemps, a été le seul procédé utilisé pour l'étude globale de la masse de terre sujette au glissement.

La méthode de Taylor est également connue sous le nom de *méthode du cercle de frottement.*

On se contentera de cette très brève indication, mais dans le paragraphe suivant, on commentera les résultats obtenus par Taylor et on présentera les différents abaques qu'il a établis et qui sont toujours utiles pour dégrossir un problème.

Sur la figure XI-12, on a décomposé la résultante $\vec{R}$ des forces de frottement le long de l'arc $AMB$ en ses deux composantes normale $N$ et tangentielle $T$. La ligne d'action de $T$ coupe la bissectrice $OI$ de l'angle $AOB$ en un point $E$.

En étudiant les différentes formes possibles de répartition de contraintes, Caquot a montré que ce point $E$ est obligatoirement situé sur le petit segment $JD$. $D$ est le point d'intersection de la force de cohésion $K''$ ; il correspond à une répartition uniforme de contraintes. Le point $J$ correspond, lui, à une distribution paire s'annulant en $A$ et $B$, la longueur $IJ$ est sensiblement égale à 0,6 $ID$.

La longueur $OE$ est donc connue avec une erreur relative égale environ à

$$0{,}4\left(\frac{\alpha_0}{\sin \alpha_0} - 1\right),$$

cette valeur est très faible, sauf lorsque $\alpha_0$ est grand, c'est-à-dire lorsque le cercle est profond.

Caquot tire parti de cette remarque pour proposer une méthode de calcul du coefficient de sécurité. L'ensemble des cinq forces $\vec{W}$, $\vec{U}$, $\vec{K}''$, $\vec{N}$ et $\vec{T}$ forme un système équivalent à zéro ; on va l'écrire dans le système d'axes $xOy$ de la figure XI-12. Les forces $\vec{W}$ et $\vec{U}$ sont connues en grandeur et direction, soient $W_x$, $W_y$ et $-M_w$ les coordonnées de leur somme et leur moment résultant par rapport à $O$.

La force $\vec{K}''$ a pour coordonnées :

$$\frac{2\,cr \sin \alpha_0}{F} \quad \text{et} \quad 0$$

son moment par rapport à $O$ est égal à $\frac{2\,cr^2\,\alpha_0}{F}$.

La force $\vec{N}$ passe par $O$, ses coordonnées sont $N_x$ et $N_y$.

La force $\vec{T}$ est perpendiculaire à $\vec{N}$, son intensité est égale à $\frac{N \operatorname{tg} \varphi}{F}$, elle passe par le point $E\,(0, t)$. Ses coordonnées sont donc

$$\left(-N_y \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F}, N_x \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F}\right) \quad \text{et son moment} \quad -tN_y \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F}.$$

Le problème comporte trois inconnues $F$, $N_x$ et $N_y$ et on doit respecter trois équations d'équilibre :

$$W_x + N_x - N_y \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F} + \frac{2\,cr \sin \alpha_0}{F} = 0$$

$$W_y + N_y + N_x \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F} = 0$$

$$-M_w - tN_y \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F} + \frac{2\,cr^2\,\alpha_0}{F} = 0.$$

Il est donc possible d'éliminer $N_x$ et $N_y$ et de calculer $F$, donné par une équation du troisième degré qui, tous calculs faits, s'écrit :

$$-F^3 M_w + F^2(tW_y \operatorname{tg} \varphi + 2\,cr^2\,\alpha_0) - F \operatorname{tg}^2\varphi(M_w + tW_x) + \\ + 2\,cr \operatorname{tg}^2\varphi(r\alpha_0 - t \sin \alpha_0) = 0.$$

On remarque aussitôt que le terme constant est pratiquement nul puisque



$t = OE$ ne diffère de $\frac{r\alpha_0}{\sin \alpha_0} = OD$ que d'une quantité minime comme on l'a précisé ci-dessus.

De même, Caquot constate que le coefficient $(M_w + tW_x)$ du terme en $F$ est très petit devant les coefficients des termes en $F^2$ et $F^3$ ; on le vérifie aisément lorsque $U = 0$ et que $W_x$ et $M_w$ correspondent au seul poids du milieu.

On peut donc, en première approximation, ne conserver que les termes en $F^3$ et $F^2$. On en tire aussitôt :

$$F = \frac{tW_y \operatorname{tg} \varphi + 2\,cr^2\,\alpha_0}{M_w}$$

soit en remplaçant $t$ par $\frac{r\alpha_0}{\sin \alpha_0}$

$M_w$ par $Wl - Um$ (pour reprendre les notations du début du paragraphe) et en posant

$W_y = (W + U)_y$ (pour bien rappeler la définition de $W_y$)

$$\boxed{F = \frac{2\,\alpha_0\, r^2\, c + r \operatorname{tg} \varphi \frac{\alpha_0}{\sin \alpha_0} (W + U)_y}{Wl - Um}}.$$

On comparera avec intérêt cette formule à celle qui a été trouvée précédemment par la méthode de Biarez. Les deux expressions ont la même structure et ne diffèrent que par le deuxième terme du numérateur :

$$r \operatorname{tg} \varphi \frac{\alpha_0}{\sin \alpha_0} (W + U)_y \quad \text{pour Caquot}$$

et

$$r \operatorname{tg} \varphi \cos \varphi''\, L'' \text{ pour Biarez}.$$

En appelant $\theta$ l'angle aigu que la direction de $N$ fait avec $Oy$, on voit sur le polygone des forces de la figure XI-13 que

$$(W + U)_y = R \cos (\varphi'' + \theta).$$

Dans la méthode de Biarez, on remplace $L''$ par $R$, pour obtenir la borne inférieure de $F$.

Finalement, on trouve au numérateur des deux formules, le terme :

$$rR \operatorname{tg} \varphi$$

multiplié dans un cas par cos $\varphi''$ (Biarez) et dans l'autre par

$$\frac{\alpha_0}{\sin \alpha_0} \cos (\varphi'' + \theta) \quad \text{(Caquot)}.$$

Ces deux expressions sont très voisines et l'expérience confirme bien que les deux méthodes donnent des résultats pratiquement identiques. Il en va de même d'ailleurs pour la méthode de Taylor.

On dispose donc, pour l'étude globale de la rupture circulaire d'un massif homogène, d'un certain nombre de méthodes tout à fait concordantes. Dans le cas particulier où $U = 0$, c'est-à-dire en l'absence de nappe phréatique et de tout écoulement d'eau, il est possible de donner des indications plus précises, car le problème dépend alors d'un petit nombre de paramètres.

### 11.2.2 Stabilité d'un massif homogène en l'absence d'eau.

On étudie le cas particulier d'un massif homogène de poids volumique $\gamma$, de caractéristiques de cisaillement $c$ et $\varphi$, qui présente un talus incliné d'un angle $\beta$ sur l'horizontale et de hauteur verticale $H$. Il n'y a ni nappe phréatique, ni écoulement d'eau. Le massif n'est soumis à aucune autre force que son poids propre (Fig. XI-14).

**Types de rupture.**

La figure XI-14 montre les différentes formes de rupture qui peuvent se produire :

— les cercles de pied de talus qui recoupent le talus à son pied en $C$ : on peut distinguer deux cas parmi ces cercles, suivant que le point le plus bas est situé au-dessus ou au-dessous du niveau du pied (Fig. XI-14 *a* et *b*) ;

— les cercles de flanc de talus, le point bas du cercle a parfois sa position fixée par une couche résistante située peu en dessous du niveau du pied ; dans ces conditions, le cercle recoupe le talus dans la pente, au-dessus du pied (Fig. XI-14 *c*).

— les cercles de rupture profonde qui englobent une large masse de terrain, on peut montrer que dans ce cas, le centre $O$ du cercle doit être situé à la verticale du milieu du talus $BC$, ce qui explique le nom de cercle à mi-pente qu'on leur donne parfois (Fig. XI-14 *d*).

La grandeur et la position de ces cercles sont définies par une série de paramètres, dont la signification apparaît sur les figures. Ce sont,

$$\text{outre } \beta \text{ et } H,$$
$$\alpha_0, \beta_0, \quad D = n_D H \quad \text{et} \quad L = n_L H.$$



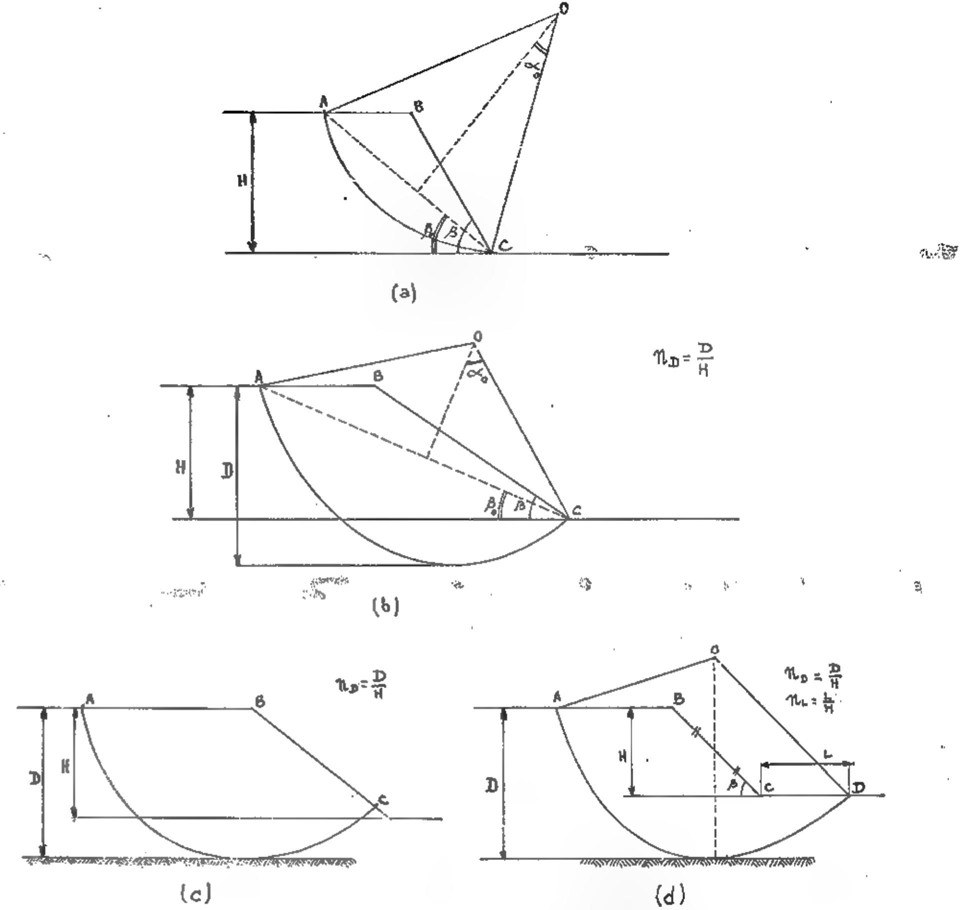



FIG. XI-14. — Différentes formes de ruptures circulaires.
*a*) Cercle de pied de talus (talus raide). *b*) Cercle de pied de talus (talus doux). *c*) Cercle de flanc de talus. *d*) Cercle de rupture profonde.

Taylor a mené des investigations très complètes, sur les caractéristiques mécaniques requises pour assurer la stabilité dans ces différents cas de figure ; il a en particulier, étudié très en détail les ruptures pour lesquelles $\varphi = 0$.

De son côté Biarez, pour les milieux doués de frottement, a calculé plusieurs centaines de cercles de pied de talus et confirmé ainsi les valeurs données par Taylor.

On présente ci-dessous le résultat de ces calculs mis sous forme de tableaux et d'abaques. Pour chaque cercle, on déterminera les caractéristiques mécaniques $\varphi''$ et $c''$ qui assurent strictement la stabilité. Si le milieu possède réellement ces caractéristiques, le coefficient de sécurité correspondant est égal à l'unité.

Dans les calculs, la quantité sans dimension

$$\frac{c''}{\gamma H}$$

s'introduit tout naturellement. Son inverse :

$$N = \frac{\gamma H}{c''}$$

a été nommé par Taylor *coefficient de stabilité* ; on préférera toutefois, ne pas employer cette expression et n'utiliser que $\frac{c''}{\gamma H}$.

**Abaques.**

La figure XI-15 présente un premier abaque dû à Biarez, qui donne, en fonction du paramètre $\beta$, les courbes $f\left(\text{tg}\,\varphi'', \frac{c''}{\gamma H}\right) = 0$ correspondant aux différents couples $(\varphi'', c'')$ possibles.

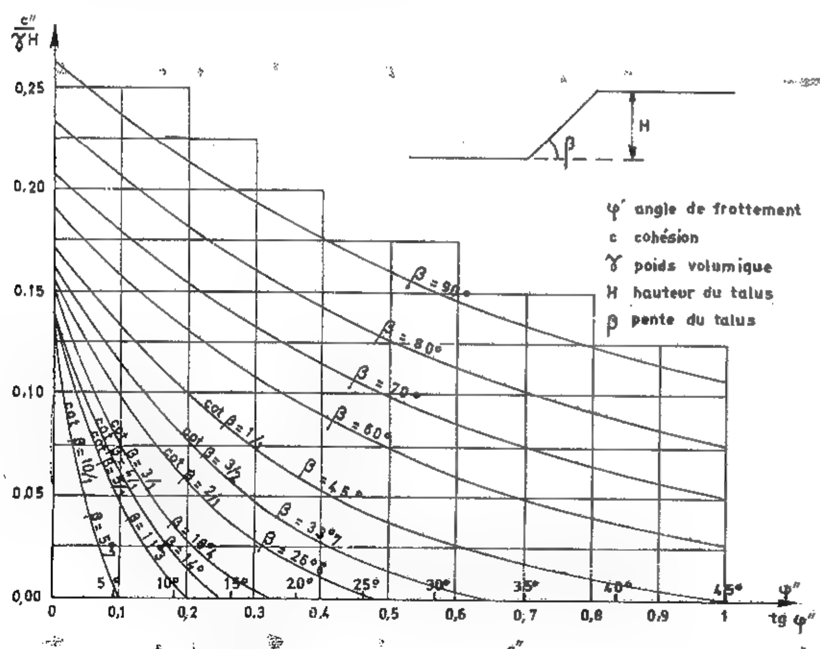



FIG. XI-15. — Abaque I (cercle de pied de talus) $\frac{c''}{\gamma H} = f(\text{tg}\,\varphi'')$, d'après Biarez.

L'abaque II (Fig. XI-16) procure les mêmes renseignements sous une autre forme ; on a représenté les courbes $\frac{c''}{\gamma H} = f(\beta)$ pour différentes valeurs de $\varphi''$.



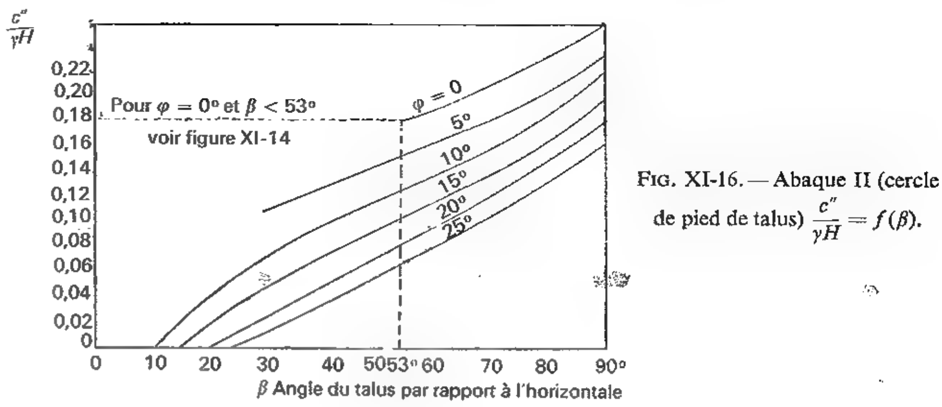



FIG. XI-16. — Abaque II (cercle de pied de talus) $\frac{c''}{\gamma H} = f(\beta)$.

L'abaque III (Fig. XI-17) permet de tracer les cercles de rupture correspondants, ce sont des cercles de pied de talus.

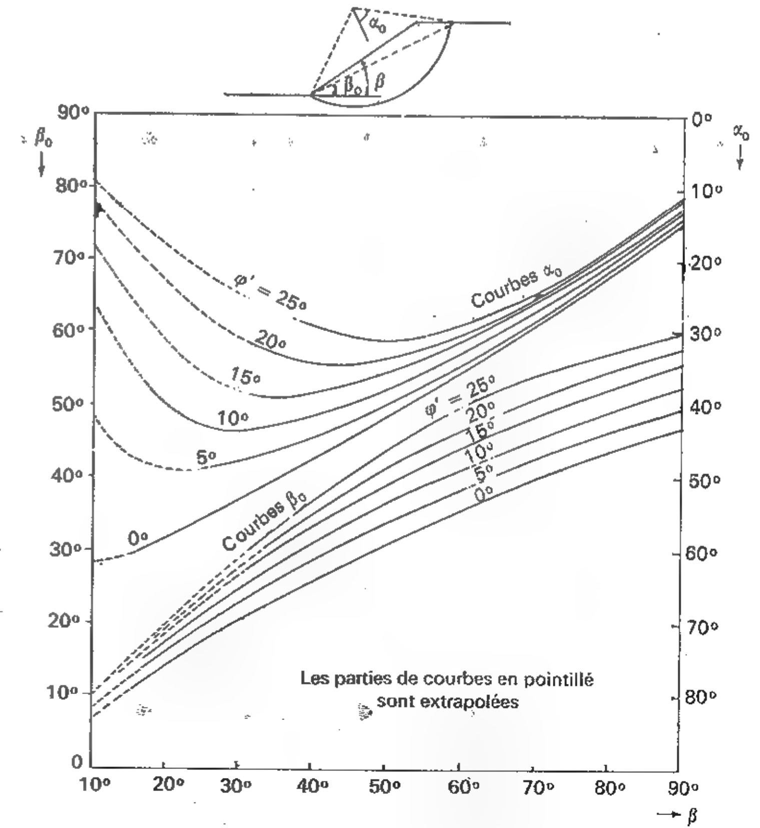



FIG. XI-17. — Abaque III : Détermination du cercle de rupture passant par le pied du talus

D'après ce qu'on a dit à l'article II. I, au sujet des coefficients de sécurité, on voit immédiatement le parti qu'on peut tirer de l'abaque I pour calculer dans chaque cas particulier, le coefficient de sécurité correspondant aux caractéristiques réelles $\varphi$ et $c$ du massif.

L'abaque II par contre met mieux en évidence l'influence de chacun des facteurs $\varphi$ et $\beta$.

Le tableau II présente toujours les mêmes résultats d'une nouvelle manière.

La partie gauche du tableau correspond aux cercles de pied de talus de la figure XI-14 *a*. Puis sur la partie droite pour des talus plus doux ($\beta$ plus faible) ou des matériaux doués de moins de frottement, c'est le domaine des cercles de pied de talus qui descendent sous le niveau du pied.

TABLEAU II

Valeurs de $\dfrac{c''}{\gamma H}$ $\left(\text{et de } n_D = \dfrac{D}{H}\right)$

| $\varphi''$ \ $\beta$ | 90° | 75° | 60° | 45° | 30° | 15° |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 25° | 0,166 | 0,117 | 0,079 | 0,044 | 0,009 | |
| 20° | 0,182 | 0,134 | 0,097 | 0,062 | 0,025 (1,003) | |
| 15° | 0,199 | 0,152 | 0,116 | 0,083 (1,001) | 0,046 (1,038) | 0 |
| 10° | 0,218 | 0,173 | 0,138 | 0,108 (1,006) | 0,075 (1,092) | 0,023 (1,222) |
| 5° | 0,239 | 0,195 | 0,162 | 0,136 (1,026) | Cercles de rupture profonde fonction de la position du substratum résistant. | |
| 0° | 0,261 | 0,219 | 0,191 | | | |

Par conséquent, si l'on rencontre un substratum résistant à une profondeur relative inférieure aux valeurs de $n_D$ indiquées entre parenthèses sur le tableau, on constatera une rupture de flanc du talus.

La partie basse du tableau, à droite, correspond aux ruptures profondes, mais là, c'est la présence d'une couche résistante qui impose le tracé du cercle de rupture. Dans un milieu ayant un angle de frottement interne faible ou nul en effet, la sécurité est d'autant moins assurée que le cercle est profond et par conséquent le cercle de rupture s'établit le plus bas possible, il est donc tangent à la face supérieure du substratum résistant.



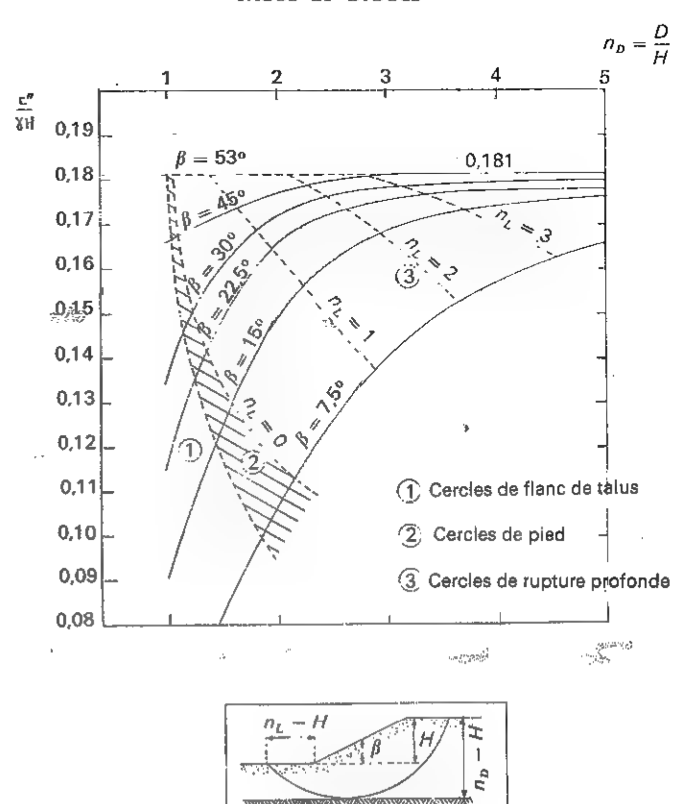



FIG. XI-18. — Abaque IV : Valeurs de $\dfrac{c''}{\gamma H}$ pour $\varphi = 0$ et $\beta < 53°$.

De façon précise, pour le cas particulier $\varphi = 0$, on trouvera sur l'abaque IV (Fig. XI-18) la variation de $\dfrac{c''}{\gamma H}$ en fonction de la profondeur relative $n_D$ et ce pour diverses valeurs de $\beta$ comprises entre 53° et 0° (lorsque $\beta$ est supérieur à 53° le cercle de rupture est un cercle de pied de talus ne passant pas sous le niveau du pied). On a tracé sur l'abaque les trois zones qui correspondent aux trois types possibles de rupture : cercles de flanc de talus, cercles de pied de talus (passant sous le niveau du pied), cercles de rupture profonde. Le tableau III reproduit les résultats représentés sur l'abaque IV (Fig. XI-18).

Lorsque $n_D$ augmente indéfiniment, $\dfrac{c''}{\gamma H}$ tend vers 0,181 quelle que soit la valeur de $\beta$.

L'abaque IV comporte aussi l'indication des valeurs $n_L$, ce qui permet de construire le cercle de rupture (Fig. XI-14 *d*).

On vient d'étudier complètement la stabilité d'un massif homogène soumis à l'action de son seul poids. Il s'agit bien sûr d'un cas très particulier, mais

TABLEAU III

Valeurs de $\frac{c''}{\gamma H}$ en fonction de la profondeur relative $n_D = \frac{D}{H}$ de la couche résistante pour $\varphi' = 0$

| $\beta$ \ $n_D$ | 1 | 2 | 3 | 4 |
|---|---|---|---|---|
| 7° 5 | 0,060 | 0,106 | 0,140 | 0,156 |
| 15° | 0,090 | 0,150 | 0,168 | 0,174 |
| 22° 5 | 0,116 | 0,166 | 0,175 | 0,178 |
| 30° | 0,134 | 0,172 | 0,178 | 0,179 |
| 45° | 0,166 | 0,178 | 0,181 | 0,181 |

les résultats obtenus faciliteront, dans le cas général, la compréhension du phénomène ainsi que la recherche du cercle de glissement critique. Les abaques et tableaux présentés permettront de dégrossir le problème.

**Talus vertical.**

Par ailleurs, tout ceci est directement applicable aux talus de faible et moyenne importance exécutés dans une couche de caractéristiques sensiblement homogènes, ce qui est un cas assez fréquent dans les travaux de terrassement. On constate, en particulier, sur le tableau II qu'il est possible de dresser un talus vertical stable dans une couche d'argile sans frottement sur une hauteur maximale $H$, telle que :

$$H = \frac{1}{0{,}261} \cdot \frac{c}{\gamma}$$

soit

$$H = 3{,}85 \frac{c}{\gamma}.$$

On notera que cette valeur diffère peu de $4\frac{c}{\gamma}$ hauteur d'un écran sur lequel la poussée globale d'un massif cohérent en équilibre de Rankine est nulle (cf. § 6.2.7).

Il faut souligner que ces résultats ne sont valables qu'en l'absence de nappe phréatique ou d'écoulement d'eau, ce qui leur enlève beaucoup d'intérêt pour toute une série de problèmes, comme le calcul des digues et des barrages.



### 11.2.3 Méthode des tranches.

**Exposé du problème.**

Si certaines ruptures de talus présentent une forme circulaire, on trouve dans la nature de nombreux exemples dans lesquels la ligne de glissement diffère sensiblement d'un cercle. Par ailleurs, il est peu fréquent de rencontrer des terrains homogènes, de plus les grandes digues construites par les hommes sont systématiquement composées de plusieurs matériaux de propriétés différentes.

Pour ces raisons l'étude de l'équilibre global d'une masse homogène sujette à une rupture circulaire ne répond manifestement pas aux besoins de la pratique la plus courante. Il est nécessaire de disposer d'une méthode beaucoup plus générale permettant la prise en compte de lignes de glissement quelconques et de massifs hétérogènes.

En face d'un tel problème aux données complexes, on cherche la solution en divisant le massif en un certain nombre de volumes élémentaires pour chacun desquels la ligne de glissement a une forme simple et se développe dans un milieu homogène. *C'est la méthode des tranches* ou méthode suédoise due à Petterson (1916), développée pour les ruptures circulaires par Fellenius en 1927, perfectionnée plus récemment par Bishop en 1954, étendue enfin aux ruptures non circulaires par Nonveiller en 1965. On exposera ci-dessous la théorie générale de Nonveiller.

On considère un massif de forme quelconque, soumis à des forces extérieures données (surcharges, écoulement d'eau, sous-pressions, etc.) et susceptible de se rompre le long d'une ligne de glissement potentielle de forme arbitraire que l'on se fixe *a priori* (Fig. XI-19 *a*).

On divise alors la masse de terre sujette au glissement en une série de tranches verticales relativement minces. Les figures XI-19 *b* et *c* représentent les différentes forces qui agissent sur la tranche de rang $n$ :

— le poids $W$ du terrain et de l'eau qu'il contient,
— sur la face supérieure, soit la surcharge $Q$ (de $A$ en $D$) soit les composantes de l'action hydrostatique de l'eau $W_w$ et $P_w$ (de $D$ en $B$),
— sur la face inférieure, c'est-à-dire le long de la ligne de glissement, les résultantes des contraintes totales de composantes $N$ et $T$,
— sur la face latérale de gauche, la force $(X_n, Z_n)$ que la tranche de rang $n-1$ exerce sur la tranche de rang $n$ et par conséquent sur la face latérale de droite la force $(-X_{n+1}, -Z_{n+1})$.

Comme on l'a remarqué toutes ces forces sont relatives à l'action simultanée des terres et de l'eau.

Mais on ne peut éviter bien sûr de considérer des contraintes effectives pour apprécier la résistance au cisaillement du massif, on notera la pression interstitielle en $M$ $(z\gamma_w + u)$,

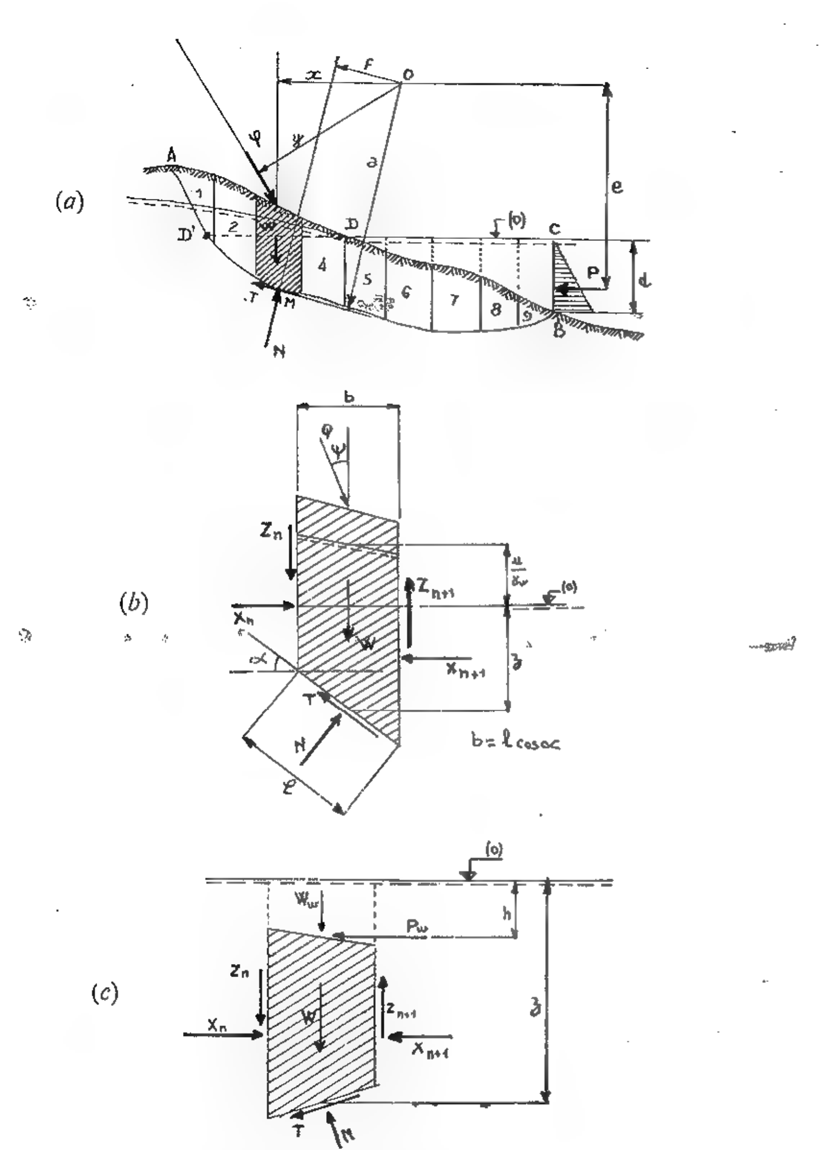



FIG. XI-19. — Méthode des tranches.

*a*) Massif sujet au glissement, bras de levier des forces.
*b*) Equilibre de la tranche de rang $n$ (la surface de la tranche est hors d'eau).
*c*) Equilibre de la tranche de rang $n$ (la surface de la tranche est sous l'eau).

$u$ représente donc la surpression qui règne en $M$ par rapport à la pression qui s'établirait si la nappe phréatique était au repos et en équilibre avec le niveau d'eau aval $DC$.



La contrainte totale en $M$ a pour composantes :

$$\sigma = \frac{N}{l} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T}{l}.$$

La contrainte effective a donc pour composantes :

$$\sigma' = \frac{N'}{l} = \sigma - (z\gamma_w + u) \quad \text{et} \quad \tau .$$

On adoptera comme définition du coefficient de sécurité la relation (cf. § 11.1.3)

$$\tau = \frac{1}{F}(c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi)$$

c'est-à-dire

$$T = \frac{1}{F}(cl + N' \operatorname{tg} \varphi)$$

avec $N' = N - ul - lz\gamma_w$.

Il faut revenir sur les forces qui agissent sur la face supérieure de la tranche : l'ensemble des forces horizontales $P_w$ est équivalent à la force hydrostatique $P$ qui règne sur la verticale $BC$, la force $W_w$ s'ajoute elle au poids $W$ de la tranche, mais cette force n'existe pas toujours (par exemple dans le cas des tranches 1 à 4 sur la Fig. XI-19 *a*), on va donc chercher à mettre la somme $W + W_w$ sous une forme simple valable pour n'importe quelle tranche.

On appellera :

— $W_1$ le poids du sol et de l'eau qu'il contient au-dessus du niveau de référence (0),

— $W_2$ le poids déjaugé du sol situé sous ce même niveau de référence.

Lorsque la surface de la tranche est hors d'eau, on doit considérer le seul terme :

$$W = W_1 + (W_2 + bz\gamma_w).$$

Lorsque la surface de la tranche est à une profondeur $h$ sous le niveau d'eau aval, on doit retenir

$$W + W_w = [W_2 + b(z - h)\gamma_w] + bh\gamma_w = W_2 + bz\gamma_w .$$

On voit que les deux expressions sont identiques puisque dans le deuxième cas $W_1$ est nul. On pose donc

$$W = W_1 + W_2 + bz\gamma_w$$

en notant que cette formule est valable quelle que soit la tranche considérée et inclut éventuellement les efforts verticaux exercés par l'eau à la partie supérieure de la tranche.

On est en mesure maintenant d'écrire les équations d'équilibre de chaque tranche et de l'ensemble du massif.

**Equation d'équilibre, expression de $F$.**

On écrira d'abord l'équilibre des forces verticales qui agissent sur une tranche :

$$Q \cos \psi + W_1 + W_2 + bz\gamma_w + (Z_n - Z_{n+1}) = N \cos \alpha + T \sin \alpha .$$

En remplaçant $N$ et $T$ par leurs expressions en fonction de $N'$ et $F$, en posant :

$$\Delta_n Z = Z_n - Z_{n+1}$$

et en résolvant par rapport à $N'$ il vient :

$$N' = \frac{Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_n Z - ub - \frac{c}{F} b \operatorname{tg} \alpha}{\cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi}{F}\right)} .$$

Dans la suite des calculs, on posera

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi}{F}\right)$$

la figure XI-20 présente un abaque qui permet un calcul rapide de ce coefficient.

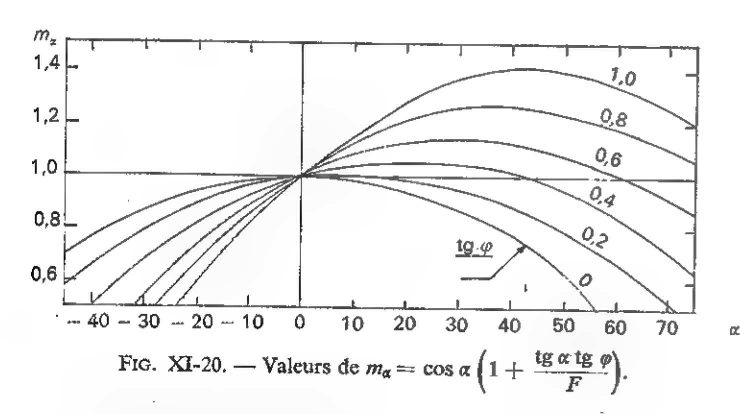



FIG. XI-20. — Valeurs de $m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \varphi}{F}\right)$.

La masse de terre $AMBDA$ est en équilibre elle aussi, on écrit que l'ensemble des forces qui agissent sur cette masse a un moment résultant nul par rapport à un point quelconque $O$ du plan. La figure XI-19 *a* montre les bras de levier correspondants.



On trouve, en notant que les forces $X_n$ et $Z_n$ s'éliminent puisque ce sont des forces intérieures :

$$\sum [(W_1 + W_2 + bz\gamma_w) x + Qy] = \\ = \sum \left[(N' + ul + lz\gamma_w) f + \frac{1}{F}(cl + N' \operatorname{tg} \varphi) a\right] + Pe .$$

On remarquera que :

$$\sum bz\gamma_w x = \sum lz\gamma_w f + Pe$$

cette équation exprime simplement en effet l'équilibre du volume d'eau $CBMD'DC$ : le premier membre représente le moment de son poids, le premier terme du second membre le moment des pressions hydrostatiques le long de $D'MB$ et le deuxième terme le moment de la pression sur $CB$.

Après simplification l'équation de la résultante générale des moments agissant sur le massif donne

$$\sum [(W_1 + W_2) x + Qy] = \sum (N' + ul) f + \frac{1}{F} \sum (cl + N' \operatorname{tg} \varphi) a$$

d'où on tire le coefficient de sécurité $F$ :

$$F = \frac{\sum (cl + N' \operatorname{tg} \varphi) a}{\sum [(W_1 + W_2) x + Qy] - \sum (N' + ul) f} .$$

On remplace alors $N'$ par la valeur qui a été calculée précédemment et on obtient finalement :

$$F = \frac{\sum \left[cb + \operatorname{tg} \varphi (Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_n Z - ub)\right] \frac{a}{m_\alpha}}{\sum [(W_1 + W_2) x + Qy] - \sum \left[(Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_n Z) + \frac{b \operatorname{tg} \alpha}{F} (u \operatorname{tg} \varphi - c)\right] \frac{f}{m_\alpha}} .$$

Le deuxième membre de cette équation contient $F$ explicitement et par l'intermédiaire de $m_\alpha$, mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

Avant d'en arriver là, il convient de faire le point et d'examiner les conditions d'équilibre dont on ne s'est pas encore servi et qui doivent être vérifiées néanmoins, si on ne veut pas commettre de grossières erreurs.

En ce qui concerne l'équilibre de chaque tranche, on a déjà tenu compte des forces verticales.

Pour les forces horizontales, on a, en notant $\Delta_n X = X_n - X_{n+1}$

$$\Delta_n X + N \sin \alpha + Q \sin \psi = T \cos \alpha + P_w .$$

On va éliminer $N$ de cette équation, pour cela on reprend l'équation d'équilibre des forces verticales agissant sur la tranche soit

$$Q \cos \psi + W_1 + W_2 + bz\gamma_w + \Delta_n Z = N \cos \alpha + T \sin \alpha$$

et on multiplie les deux membres par tg $\alpha$ pour faire apparaître $N \sin \alpha$ dans le second, on porte cette valeur dans l'équation d'équilibre des forces horizontales et on obtient :

$$\Delta_n X + bz\gamma_w \operatorname{tg} \alpha - P_w = \frac{T}{\cos \alpha} - \operatorname{tg} \alpha(W_1 + W_2 + \Delta_n Z) - Q(\sin \psi + \cos \psi \operatorname{tg} \alpha)$$

avec

$$T = \frac{1}{F}(cl + \operatorname{tg} \varphi N') = \frac{1}{Fm_\alpha}\left[(Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_n Z - ub) \operatorname{tg} \varphi + cb\right].$$

Cette équation définit donc $\Delta_n X$ en fonction des données du problème ainsi que de $\Delta_n Z$ et de $F$.

Pour terminer l'étude de l'équilibre de la tranche de rang $n$, il faut écrire que le moment résultant des forces est nul. Toutefois, on négligera cette condition, c'est le seul point faible de la méthode.

En ce qui concerne l'équilibre de l'ensemble de la masse de terre sujette au glissement, on a déjà écrit que le moment résultant était nul (c'est de cette manière que l'on a calculé $F$).

Il faut écrire en outre que les composantes verticale et horizontale de la résultante des forces extérieures sont nulles. Cela conduit naturellement à

$$\sum \Delta_n Z = 0 \qquad \text{pour les forces verticales}$$

et

$$\sum \Delta_n X = 0 \qquad \text{pour les forces horizontales}$$

puisque dans chaque tranche $\Delta_n X$ et $\Delta_n Z$ équilibrent la résultante des forces extérieures.

L'équation $\sum \Delta_n X = 0$ s'écrit en reprenant l'expression trouvée pour $\Delta_n X$:

$$\sum (bz\gamma_w \operatorname{tg} \alpha - P_w) = \sum \left[\frac{T}{\cos \alpha} - \operatorname{tg} \alpha(W_1 + W_2 + \Delta_n Z) - \frac{Q \sin (\alpha + \psi)}{\cos \alpha}\right].$$

Or le premier membre de cette égalité est nul, car

$$\sum bz\gamma_w \operatorname{tg} \alpha = \sum P_w = P .$$



En effet

$$bz\gamma_w \operatorname{tg} \alpha = lz\gamma_w \sin \alpha$$

c'est donc la composante horizontale de la pression de l'eau sur la base d'une tranche et $\sum bz\gamma_w \operatorname{tg} \alpha$ représente la composante horizontale de la pression de l'eau sur l'arc $BMD'$ qui est bien égale à la pression $P$ sur $CB$ (Fig. XI-19 *a*).

Par suite, pour satisfaire toutes les conditions d'équilibre du massif, les différences $\Delta_n Z$ doivent vérifier les deux équations :

$$\sum \Delta_n Z = 0$$

et

$$\sum \Delta_n Z \operatorname{tg} \alpha = \sum \left[\frac{T}{\cos \alpha} - \operatorname{tg} \alpha(W_1 + W_2) - Q\frac{\sin (\alpha + \psi)}{\cos \alpha}\right].$$

avec

$$T = \frac{1}{Fm_\alpha}\left[(Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_n Z - ub) \operatorname{tg} \varphi + cb\right]$$

Comme on le voit, on a pu éliminer complètement les $\Delta_n X$ du calcul pour ne conserver que les $\Delta_n Z$.

**Méthode de Bishop.**

Avant d'examiner comment on obtient de façon pratique la solution des équations de Nonveiller, on va vérifier rapidement ce qu'elles deviennent lorsque la ligne de glissement est un cercle de rayon $r$.

Le calcul des bras de levier est aisé :

$$x = r \sin \alpha$$
$$a = r$$
$$f = 0$$

et on supposera pour simplifier l'écriture $Q = 0$. De plus, on admettra que $\Delta_n Z = 0$ quel que soit $n$, ce qui revient à considérer que les efforts qu'une tranche exerce sur la tranche voisine sont horizontaux.

Dans ces conditions on aboutit à l'expression suivante du coefficient de sécurité que Bishop avait obtenue directement en 1954 (on rappellera d'ailleurs que l'objectif de Nonveiller était de généraliser la méthode de Bishop, il n'est donc pas étonnant que l'on retrouve les équations de cet auteur) :

$$F = \frac{\sum \dfrac{cb + \operatorname{tg} \varphi(W_1 + W_2 - ub)}{m_\alpha}}{\sum \sin \alpha(W_1 + W_2)}.$$

Le calcul de $F$ par approximations successives est assez facile et la précision est bonne.

Abandonner l'hypothèse simplificatrice $\Delta_n Z = 0$ complique singulièrement le travail sans pour autant améliorer beaucoup le résultat (de l'ordre de 10 à 15 %). Terzaghi pense que cet effort n'est pas justifié.

Si on suppose non seulement $\Delta_n Z = 0$, mais aussi $\Delta_n X = 0$, l'expression du coefficient de sécurité se simplifie radicalement ; l'équation des moments donne :

$$F = \frac{\sum (cl + N' \operatorname{tg} \varphi)}{\sum \sin \alpha (W_1 + W_2)}$$

et la valeur de $N'$ se calcule sans difficulté dans chaque tranche à partir des seules forces extérieures.

Comme on le constate, la formule donne explicitement $F$, il n'y a plus besoin de procéder par approximations successives. Cette méthode est extrêmement répandue, c'est souvent à elle que l'on fait allusion en parlant de la méthode suédoise. Mais il ne faut pas se dissimuler que son utilisation peut conduire à des conclusions dangereuses, car on ne satisfait que l'une des trois conditions d'équilibre du massif sujet au glissement. C'est pour lever cette difficulté d'ailleurs que Bishop a développé sa propre méthode. On notera que chez Bishop $\Delta_n Z = 0$ et que $\Delta_n X$ n'intervient pas, mais en réalité dans cette méthode $\Delta_n X$ n'est pas nul, c'est ce qui fait la différence avec la méthode suédoise classique.

Pour terminer, on signalera une particularité propre à cette dernière méthode. La figure XI-21 représente l'équilibre d'une tranche dans l'hypothèse où

$$\Delta_n X = \Delta_n Z = 0 .$$

Pour simplifier le raisonnement on a supposé qu'il n'y a pas d'écoulement d'eau. La force de frottement (de composantes $N$ et $T$) est donc directement opposée au poids. Par conséquent si pour une tranche telle que (a) l'effort tangentiel est bien dirigé dans le sens opposé au glissement, il n'en va plus de même pour une autre tranche telle que (b).

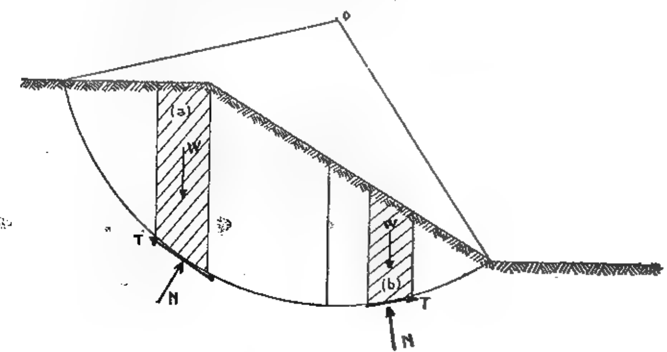



FIG. XI-21. — Méthode suédoise classique.



On ne peut donc plus raisonnablement conserver la définition du coefficient de sécurité utilisée jusqu'ici sous peine d'incohérence et on doit choisir une autre définition, par exemple le rapport du moment résistant au moment moteur. C'est d'ailleurs une simple question de présentation, car on retrouve la même expression pour $F$.

**Calcul de $F$ par la méthode générale.**

On précisera tout d'abord qu'on peut là aussi faire les mêmes hypothèses simplificatrices que dans le cas d'une rupture circulaire, c'est-à-dire

— soit $\Delta_n X = \Delta_n Z = 0$ comme dans la méthode suédoise,
— soit $\Delta_n Z = 0$ comme dans la méthode de Bishop.

Nonveiller lui-même a recherché l'influence de ces simplifications sur la valeur de $F$. Il cite le cas d'un barrage en terre et enrochements de 80 m de hauteur soumis à une vidange rapide sur la paroi amont (baisse de 17 m du plan d'eau). En prenant $\Delta_n Z = 0$ il trouve un coefficient de sécurité de 1,60 ; en utilisant des valeurs de $\Delta_n Z$ compatibles avec les deux équations générales $\sum \Delta_n Z = 0$ et $\sum \Delta_n Z \operatorname{tg} \alpha = \cdots$ il obtient 1,55.

D'autres exemples donnent des résultats analogues. Sans pouvoir émettre d'opinion générale, il est donc vraisemblable que ces simplifications sont justifiées la plupart du temps.

Comment les calculs doivent-ils être conduits de façon pratique dans le cas le plus général ?

Tout d'abord il convient de les présenter de façon systématique. Le tableau IV propose une disposition des calculs directement inspirée de celle que Bishop a prévue pour l'application de sa méthode.

Le tableau IV concerne le calcul du coefficient de sécurité et le tableau V celui des forces verticales $\Delta_n Z$.

On commence par évaluer une distribution raisonnable des différences $\Delta_n Z$, en tenant compte par exemple de l'ordre de grandeur des efforts de poussée et en estimant la part de résistance au cisaillement qui peut être mobilisée. Il est alors possible de remplir le tableau IV de la ligne 1 à la ligne 30.

On choisit alors une valeur plausible $F_1$ du coefficient de sécurité et la fin du calcul procure une meilleure approximation $F_2$.

On peut recommencer en portant cette valeur $F_2$ dans la ligne 31 jusqu'à ce que deux approximations successives soient assez voisines.

Il faut parallèlement vérifier la compatibilité des différences $\Delta_n Z$ choisies. On introduit la valeur $F_2$ dans la ligne 43 du tableau V et on vérifie si $\sum 47 = \sum 48$. Dans la négative, on modifiera légèrement la distribution des différences avant d'opérer l'itération qui conduit de $F_2$ à $F_3$.

Lorsqu'on a terminé ce calcul, on a déterminé le coefficient de sécurité qui correspond à une ligne de glissement potentielle donnée. Il faut tout recommencer pour un certain nombre de lignes possibles afin de trouver la valeur

TABLEAU IV
Application de la méthode de Nonveiller.
*Calcul du coefficient de sécurité*

| Ligne | Tranche N° | 1 | 2 | ... | $n$ | Total |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | $b$ | | | | | |
| 2 | $a$ | | | | | |
| 3 | $x$ | | | | | |
| 4 | $y$ | | | | | |
| 5 | $f$ | | | | | |
| 6 | $\alpha$ | | | | | |
| 7 | $\operatorname{tg} \alpha$ | | | | | |
| 8 | $c$ | | | | | |
| 9 | $\operatorname{tg} \varphi$ | | | | | |
| 10 | $\psi$ | | | | | |
| 11 | $\cos \psi$ | | | | | |
| 12 | $cb$ | | | | | |
| 13 | $ub$ | | | | | |
| 14 | $Q$ | | | | | |
| 15 | $Q \cos \psi$ | | | | | |
| 16 | $W_1$ | | | | | |
| 17 | $W_2$ | | | | | |
| 18 | $\Delta_n Z$ | | | | | $\sum 18$ |
| 19 | $Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta_n Z$ | | | | | |
| 20 | $19 - ub$ | | | | | |
| 21 | $20 \operatorname{tg} \varphi$ | | | | | |
| 22 | $12 + 21$ | | | | | |



TABLEAU IV (*suite*)

| Ligne | Tranche N° | 1 | 2 | ... | $n$ | Total |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 23 | $22.a$ | | | | | |
| 24 | $W_1 + W_2$ | | | | | |
| 25 | $24.x$ | | | | | |
| 26 | $Qy$ | | | | | |
| 27 | $25 + 26$ | | | | | $\sum 27$ |
| 28 | $ub \operatorname{tg} \varphi$ | | | | | |
| 29 | $28 - cb$ | | | | | |
| 30 | $29 \operatorname{tg} \alpha$ | | | | | |
| 31 | $F_1$ | | | | | |
| 32 | $\frac{30}{F_1}$ | | | | | |
| 33 | $19 + 32$ | | | | | |
| 34 | $33.f$ | | | | | |
| 35 | $m_\alpha$ | | | | | |
| 36 | $\frac{23}{m_\alpha}$ | | | | | $\sum 36$ |
| 37 | $\frac{34}{m_\alpha}$ | | | | | $\sum 37$ |

$$F_2 = \frac{\sum 36}{\sum 27 - \sum 37}.$$

Recommencer de 31 à 37.

TABLEAU V
Application de la méthode de Nonveiller.
*Détermination des forces verticales* $\Delta_n Z$

| Ligne | Tranche N° | 1 | 2 | ... | n | Total |
|---|---|---|---|---|---|---|
| 18 | $\Delta_n Z$ | | | | | $\sum 18$ |
| 38 | $\cos \alpha$ | | | | | |
| 39 | $24 \operatorname{tg} \alpha$ | | | | | |
| 40 | $\alpha + \psi$ | | | | | |
| 41 | $\sin (\alpha + \psi)$ | | | | | |
| 42 | $Q \frac{\sin (\alpha + \psi)}{\cos \alpha}$ | | | | | |
| 43 | $F$ | | | | | |
| 44 | $m_\alpha$ | | | | | |
| 45 | $F m_\alpha \cos \alpha$ | | | | | |
| 46 | $\frac{22}{F m_\alpha \cos \alpha}$ | | | | | |
| 47 | 46-39-42 | | | | | $\sum 47$ |
| 48 | $\Delta_n Z \operatorname{tg} \alpha$ | | | | | $\sum 48$ |

$\sum 18 = 0$ $\sum 47 = \sum 48$

minimale de $F$. On conçoit aisément combien cette recherche est fastidieuse et combien elle peut prendre de temps ! La méthode de Nonveiller paraît correspondre au maximum de raffinement supportable et pourtant on a négligé l'équation des moments dans chaque tranche.

Morgenstern et Price ont mis au point en 1965 une méthode qui tient compte de toutes les équations d'équilibre, mais sa complexité est telle (malgré certaines simplifications radicales) que l'emploi du calcul automatique est indispensable (les programmes correspondants ont été écrits sous la direction de Price).



La nécessité économique de disposer maintenant de procédés de calcul automatique pour l'étude des grands ouvrages (digues, barrages, murs de quai, etc.) paraît s'imposer. L'étude que l'on vient de faire de la méthode de Nonveiller montre d'ailleurs qu'elle est bien adaptée à cette nouvelle technique de calcul. En France, la société Eurequip a mis récemment au point un programme de calcul écrit en Fortran IV pour ordinateur IBM 7094.

Le programme repose sur le modèle de Fellenius et permet de prendre en compte des terrains stratifiés par couches horizontales avec un maximum de trois couches, plus la nappe phréatique et un substratum résistant. La cohésion de chaque couche peut être constante ou variable avec la profondeur. Le programme permet enfin de tenir compte des caractéristiques réelles des différents ouvrages : murs de quai, gabions et murs de soutènement.

Pour conclure, on citera un passage de l'article dans lequel Demonsablon et Hufnagel ont présenté ce programme et tirent de façon très pertinente la philosophie de cette question du calcul de la sécurité à l'égard du glissement :

« Enfin, il convient de rappeler que le problème de la stabilité au glissement d'ensemble consiste à définir la courbe de rupture la plus probable, c'est-à-dire celle qui, parmi toutes les courbes de rupture possibles, fournira le coefficient de sécurité minimal.

« Si nous limitons notre investigation aux courbes de rupture circulaires dépendant de trois paramètres, il nous faudra donc chercher la plus petite valeur d'une fonction de trois variables et il nous faudra opérer cette recherche avec une précision d'autant meilleure que les coefficients de sécurité pris en compte sont généralement faibles ; il n'est pas rare, même pour les ouvrages importants que constituent de grands quais, d'admettre des coefficients de sécurité de 1,10 ou 1,05.

« Il est évident que, dans ces conditions, une précision de 1 ou 2 % dans le calcul du coefficient de sécurité minimal n'est pas excessive et que la dizaine, ou au mieux les quelques dizaines d'essais graphiques sur lesquels on est accoutumé de fonder ce calcul, risquent fort d'être insuffisants.

« Or le calcul d'une seule dizaine de cercles de glissement requiert déjà une certaine abnégation intellectuelle de la part de celui qui l'exécute. C'est pourquoi l'automatisation du processus de calcul semble s'imposer dès que le nombre d'essais nécessaires se chiffre par dizaines et *a fortiori*, comme nous le soulignerons plus loin, par centaines... »

Avant d'abandonner le sujet, il faut faire un dernier retour sur une des hypothèses implicitement formulées.

Pendant 50 ans, environ, l'étude de la stabilité des talus a été basée sur l'hypothèse d'une rupture plastique le long d'une surface cylindrique circulaire. La masse de terre en mouvement se comporte donc comme un corps rigide.

Mais lorsqu'on adopte maintenant des surfaces de glissement d'aspects beaucoup plus variés, principalement pour les massifs hétérogènes, il faut bien prendre garde aux conséquences que cela entraîne sur la déformation du massif.

Les résultats des calculs peuvent être sérieusement erronés si la forme de la ligne de glissement implique des déformations importantes dans certaines parties de la masse en mouvement.

Dans ce cas, on ne peut plus considérer cette masse comme un corps rigide et ses déformations ont une influence considérable sur la valeur réelle du coefficient de sécurité. Les hypothèses que l'on est amené à faire sur le degré de mobilisation de la résistance au cisaillement à la limite de deux zones différentes, sont un des éléments majeurs du problème.

## 11.3 INFLUENCE DES ÉCOULEMENTS D'EAU SUR LA STABILITÉ DES TALUS.

Les calculs de stabilité des talus nécessitent la plupart du temps la connaissance de contraintes effectives, ce qui demande la détermination de la pression interstitielle.

Cette détermination n'est pas toujours chose aisée car l'eau est rarement en équilibre hydrostatique. On a étudié dans le chapitre II (article 2.2) les principes de l'hydraulique souterraine et on a indiqué les différents procédés qui permettent le calcul de la pression interstitielle. On se contentera donc maintenant de donner quelques compléments concernant le cas particulier des talus et des barrages.

Dans tout l'article précédent, on a toujours abordé le problème par le biais du calcul de l'ensemble des deux phases solide et liquide, on a pris en compte le poids du sol noyé d'eau d'une part et sur les frontières d'autre part les contraintes effectives et la pression interstitielle.

On peut opérer différemment et s'intéresser directement à la seule phase solide. Dans ces conditions, on doit prendre pour forces de volume la somme vectorielle du poids déjaugé $\gamma'$ et de l'action du courant $i\gamma_w$, $i$ est le gradient hydraulique, la force $i\gamma_w$ est dirigée suivant la tangente à la ligne de courant qui passe par le point considéré et dans le sens du courant. Sur les frontières on ne compte plus que les seules contraintes effectives. Les deux méthodes sont également satisfaisantes ; dans chaque cas particulier, on choisira celle qui donne les calculs les plus simples.

Bishop et Morgenstern ont proposé une méthode approchée pour le calcul de la pression interstitielle, ils supposent que cette pression est de la forme :

$$u = r_u \gamma h$$

dans cette expression,

- $r_u$ est un coefficient de proportionnalité constant tout le long du cercle de glissement,
- $\gamma$ le poids volumique du sol saturé,
- $h$ la distance verticale entre le point considéré de la ligne de glissement et la surface du talus.



Autrement dit, la pression interstitielle en un point de la ligne de glissement est une fraction constante du poids de la colonne de terre qui surmonte cette ligne. A partir de cette hypothèse simplificatrice, Bishop et Morgenstern ont bâti des abaques pour le calcul de la stabilité des talus. Mais cette méthode a ses limites et l'on doit souvent calculer de manière plus précise la pression interstitielle.

### 11.3.1 Ecoulements linéaires.

**Talus infini en milieu pulvérulent.**

On traitera dans ce paragraphe des écoulements linéaires, c'est-à-dire des écoulements pour lesquels les lignes de courant sont des droites parallèles entre elles. On s'intéressera d'abord au cas d'un talus infini dressé dans un milieu pulvérulent (Fig. XI-22). Pour définir la direction de l'écoulement, on se donne l'angle $\theta$ que fait la direction générale de l'écoulement avec la surface du talus, c'est aussi l'angle que fait la direction des équipotentielles avec une normale à la surface du talus.

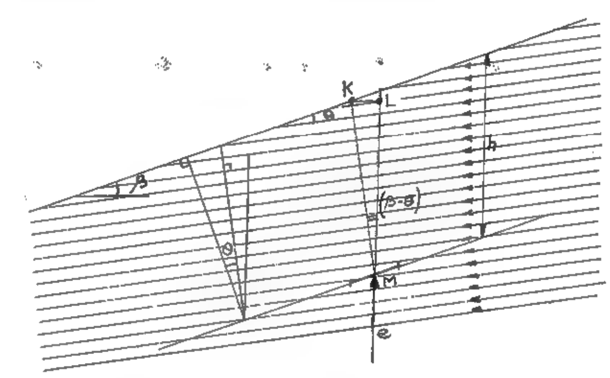



FIG. XI-22. — Talus infini en milieu pulvérulent (écoulement linéaire).

On considère un point $M$ à une profondeur $h$ et la facette en $M$ parallèle à la surface du talus. Sur cette facette règne une contrainte totale $e$ qui est verticale et qui a pour intensité

$$e = \gamma_h h \cos \beta$$

($\gamma_h$ est le poids volumique du milieu saturé $\gamma_h = \gamma' + \gamma_w$), la démonstration est en tout point identique à celle qu'on a donnée à l'occasion de l'étude de l'équilibre de Rankine (cf. chapitre V). Les composantes normale et tangentielle de $e$ sont respectivement

$$\sigma = (\gamma' + \gamma_w)\, h \cos^2 \beta$$

et

$$\tau = (\gamma' + \gamma_w)\, h \cos \beta \sin \beta \,.$$

La charge hydraulique en $M$ est égale à l'altitude du point $K$ où l'équipotentielle $MK$ coupe la surface libre et par conséquent la pression interstitielle $u$ en $M$ vaut

$$u = \gamma_w \, LM = \gamma_w \, h \frac{\cos \beta}{\cos \theta} \cos (\beta - \theta)$$

soit

$$u = \gamma_w \, h(\cos^2 \beta + \cos \beta \sin \beta \operatorname{tg} \theta) .$$

Par suite la contrainte effective qui agit en $M$ sur la facette parallèle au talus a pour composantes :

$$\sigma' = \gamma' \, h \cos^2 \beta - \gamma_w \, h \cos \beta \sin \beta \operatorname{tg} \theta$$

$$\tau = (\gamma' + \gamma_w) \, h \cos \beta \sin \beta .$$

On cherche maintenant pour quelle valeur de $\beta$ le talus devient instable. A ce moment-là des lignes de glissement apparaissent au sein du massif et ces lignes sont forcément parallèles à la surface libre. On doit donc avoir :

$$\tau = \sigma' \operatorname{tg} \varphi$$

soit

$$(\gamma' + \gamma_w) \, h \cos \beta \sin \beta = \operatorname{tg} \varphi (\gamma' \, h \cos^2 \beta - \gamma_w \, h \cos \beta \sin \beta \operatorname{tg} \theta) .$$

Après simplification cette formule devient :

$$\operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \varphi \cdot \frac{\gamma'}{\gamma' + \gamma_w (1 + \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg} \theta)} .$$

Elle montre l'influence de l'écoulement sur la stabilité du talus, puisque $\beta < \varphi$ pour les valeurs positives de $\theta$, c'est-à-dire lorsque l'eau suinte le long de la surface du talus.

On calculera $\beta$ dans deux cas particuliers :

— lorsque l'écoulement est parallèle à la surface libre ($\theta = 0$),
— et lorsque l'écoulement est horizontal ($\theta = \beta$).

Dans le premier cas, on obtient :

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\gamma'}{\gamma' + \gamma_w} \operatorname{tg} \varphi .$$

Le rapport des poids volumiques est toujours très voisin de $\frac{1}{2}$ si bien qu'on peut écrire

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \varphi$$



c'est-à-dire à 1° ou 2° près

$$\boxed{\beta = \frac{\varphi}{2}} .$$

Dans le deuxième cas, la formule devient

$$(\gamma' + \gamma_w) \operatorname{tg} \beta + \gamma_w \operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \beta = \gamma' \operatorname{tg} \varphi .$$

Si l'on admet comme précédemment $\gamma' = \gamma_w$, on a

$$\operatorname{tg} \varphi \operatorname{tg}^2 \beta + 2 \operatorname{tg} \beta = \operatorname{tg} \varphi$$

soit

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{2 \operatorname{tg} \beta}{1 - \operatorname{tg}^2 \beta} = \operatorname{tg} 2 \beta$$

d'où

$$\boxed{\beta = \frac{\varphi}{2}} .$$

Lorsque $\theta$ est compris entre les deux valeurs précédentes 0 et $\beta$, on constate que la valeur critique de $\beta$ varie fort peu, elle est toujours légèrement supérieure à $\frac{\varphi}{2}$.

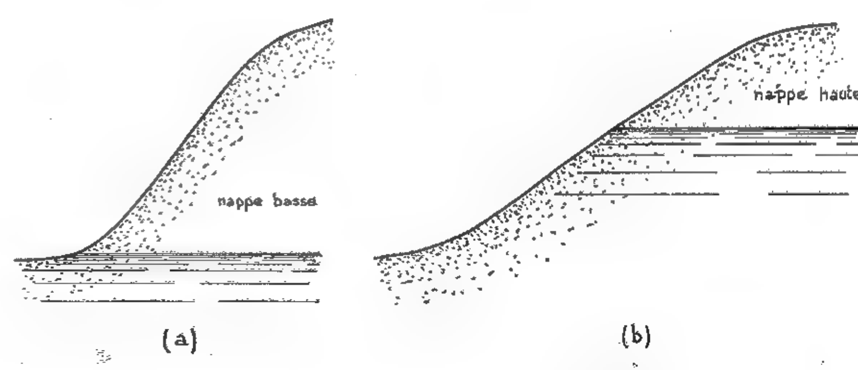



FIG. XI-23. — Talus en terrain peu cohérent.

*a*) Nappe basse : l'angle de stabilité du talus est égal à l'angle de frottement interne.
*b*) Nappe haute : l'angle de stabilité du talus est égal à la moitié de l'angle de frottement interne.

En l'absence d'écoulement, cette valeur critique aurait été égale à $\varphi$, ceci montre combien il faut être prudent dès qu'un écoulement peut prendre naissance au sein du massif, et c'est souvent le cas, ne serait-ce qu'après de fortes pluies. La figure XI-23 montre bien la différence d'aspect d'un talus stable en milieu graveleux suivant qu'il y a ou non écoulement d'eau.

**Cas général.**

En utilisant la méthode globale de Caquot, Kérisel a donné l'expression littérale du coefficient de sécurité d'un talus dressé dans un milieu cohérent homogène lorsque le massif est parcouru par un écoulement linéaire faisant un angle $\lambda$ avec l'horizontale.

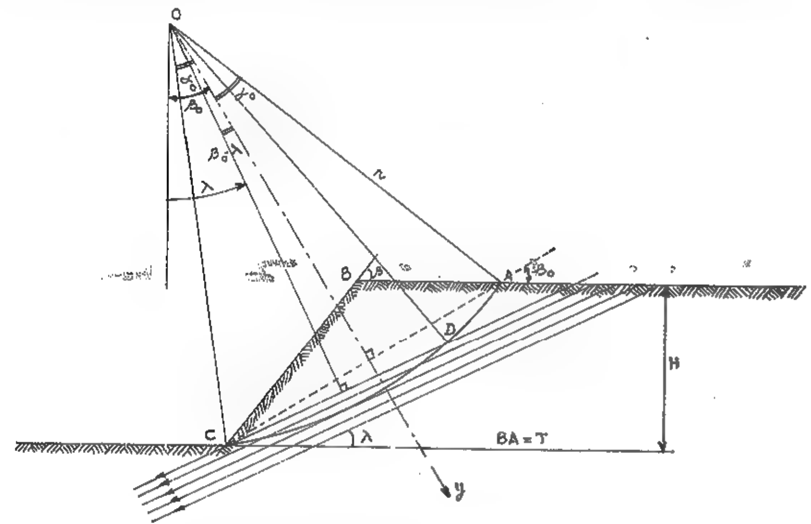



FIG. XI-24. — Ecoulement linéaire dans un talus de hauteur $H$.

Plusieurs cas de figures sont possibles. A titre de curiosité on donnera la valeur de $F$ pour le cas représenté sur la figure XI-24.

$$F = \frac{2\,\alpha_0\, r^2\, c + r\,\mathrm{tg}\,\varphi\left(0{,}4 + 0{,}6\,\dfrac{\alpha_0}{\sin\alpha_0}\right)(W+U)_y}{\dfrac{\gamma_h}{6}\left[4\,r^3 \sin^3\alpha_0 \sin\beta_0 + T^2 H + 2\,TH^2 \cot\beta + 3\,THr\sin(\beta_0 - \alpha_0)\right]}$$

avec

$$(W+U)_y = \gamma_h \cos\beta_0\left[r^2\left(\alpha_0 - \frac{1}{2}\sin 2\,\alpha_0\right) + \frac{TH}{2}\right] - \gamma_w\, r^2[\cos\beta_0 + \sin(\beta_0 - \lambda)\sin\lambda] \times \left[(\lambda + \alpha_0 - \beta_0) - \frac{1}{2}\sin 2\,(\lambda + \alpha_0 - \beta_0)\right].$$



On reconnaît la formule du paragraphe 11.2.1 avec une légère différence toutefois ; le bras de levier de la composante tangentielle des forces de frottement a été pris égal à :

$$r\left(0{,}4 + 0{,}6\,\frac{\alpha_0}{\sin\alpha_0}\right)$$

et non à

$$r\,\frac{\alpha_0}{\sin\alpha_0}$$

(on sait que ces deux valeurs sont très voisines).

Au dénominateur, on trouve le moment du poids $W$ par rapport au centre $O$ du cercle, on a supposé que tout le terrain était gorgé d'eau aussi bien au-dessus de la surface libre de l'écoulement qu'en dessous.

Le premier terme correspond au moment du poids du segment $CADC$, les trois autres termes à celui du poids du triangle $ABC$ qui a pour intensité $\frac{\gamma_h}{2}\cdot TH$ et pour bras de levier

$$\frac{2}{3}\left(\frac{T}{2} + H\cot\beta\right) + r\sin(\beta_0 - \alpha_0)\,.$$

Le moment de la résultante $U$ des forces de pression interstitielle est nul puisque toutes ces forces élémentaires passent par $O$.

Dans l'expression de $(W+U)_y$, on constate tout de suite que le premier terme est égal à $W\cos\beta_0 = W_y$. Le second terme représente donc $U_y$ ; c'est dans ce terme-là seulement que se manifeste l'influence de l'écoulement sur le coefficient de sécurité. Ce terme $U_y$ se présente sous la forme

$$U_y = -\,W_w[\cos\beta_0 + \sin\lambda\sin(\beta_0 - \lambda)]$$

dans laquelle $W_w$ est le poids de l'eau qui occuperait la totalité du segment limité par la corde $CD$, c'est-à-dire la partie de la masse sujette au glissement qui subit l'action de l'écoulement linéaire.

La formule ci-dessus exprime l'équilibre de ce volume d'eau de poids $W_w$ en projection sur l'axe $Oy$. En effet, il est soumis sur son pourtour à la seule force $U$ puisque les contraintes sont nulles sur la surface libre ; deux forces de volume le sollicitent par ailleurs, son poids $W_w$ qui fait un angle $\beta_0$ avec l'axe $Oy$ et l'action du courant $iW_w$ qui fait un angle $\frac{\pi}{2} - (\beta_0 - \lambda)$ avec l'axe $Oy$ (elle est dirigée parallèlement aux lignes de courant en sens contraire de l'écoulement) ; comme le gradient hydraulique $i$ est égal à $\sin\lambda$ on retrouve bien l'expression de $U_y$

**Abaques Simecsol.**

Finalement, on constate que le coefficient de sécurité $F$ dépend de trois groupes de paramètres :

— $H$, $\beta$ et $\lambda$ qui fixent la géométrie du problème,
— $\gamma_h$, $\varphi$ et $c$ qui caractérisent le matériau,
— $r$, $T$, $\alpha_0$ et $\beta_0$ qui définissent un cercle de glissement possible. Dans certains cas de figures il faut ajouter à cette liste la longueur $L$ et la profondeur $D$ (Fig. XI-14 $d$) mais toutes ces quantités ne sont pas indépendantes ; on choisira comme variables indépendantes $T$ et $(\beta_0 - \alpha_0)$ pour les cercles de pied de talus, $L$, $T$ et $D$ pour les cercles de rupture profonde.

Les calculs du coefficient de sécurité ont été effectués dans tous les cas de figures possibles et pour un grand nombre de valeurs des paramètres des deux premiers groupes, en prenant 2,13 pour densité du matériau saturé. Il faut chaque fois chercher le minimum de $F$ lorsque les paramètres qui définissent le cercle varient. Cette recherche de minimum dans une triple infinité de valeurs a été exécutée sur un ordinateur IBM 7094.

Les résultats sont présentés dans une série d'abaques analogues à celui qui est reproduit sur la figure XI-25.

Chaque abaque correspond à une valeur de $\varphi$ et du rapport $\frac{\lambda}{\beta}$. Il comporte un certain nombre de courbes donnant le coefficient de sécurité $F$ en fonction de $\cot \beta$ ; ce choix de la cotangente pour représenter l'angle $\beta$ s'explique par l'habitude qu'ont les projeteurs de définir la pente des talus par le rapport de la base à la hauteur.

Chaque courbe est relative à une valeur de $\frac{c}{\gamma H}$. Enfin, les paramètres des cercles critiques ($T$ et $\beta_0 - \alpha_0$ dans la zone I ; $L$, $T$ et $D$ dans la zone II) sont indiqués le long des courbes $F\left(\cot \beta, \frac{c}{\gamma H}\right)$ on peut ainsi avoir chaque fois une idée de la position du cercle critique.

On vérifiera sur les abaques que le coefficient de sécurité est égal à 1 lorsque $\beta = \varphi$, $\lambda = 0$ et $c = 0$, c'est le cas classique de l'équilibre d'un talus de matériau pulvérulent en l'absence d'eau.

Par contre lorsque $\lambda$ est différent de zéro, on constate qu'une légère cohésion est nécessaire pour assurer la stabilité (cette cohésion croît avec $\lambda$).

Toujours dans le cas d'un matériau pulvérulent, on retrouve la relation approchée $\beta = \frac{\varphi}{2}$ lorsque $\lambda = \beta$.

D'une façon générale, pour des valeurs données de $\varphi$, $\frac{\lambda}{\beta}$ et $c$, $F$ croît linéairement avec $\cot \beta$ pour les pentes douces, cette croissance étant d'autant moins rapide que $\varphi$ est plus faible ; par contre pour les pentes raides, $F$ croît comme $\cot \beta$, mais un peu moins vite pour les faibles valeurs de $\varphi$ tandis qu'il croît linéairement avec $\cot \beta$ pour les fortes valeurs de $\varphi$.



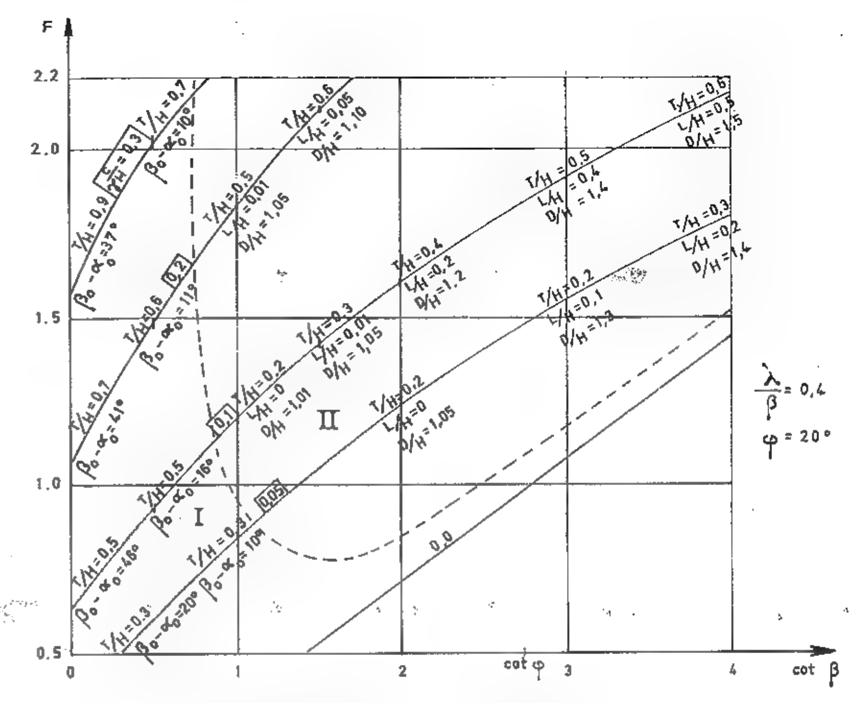



Fig. XI-25. — Abaques Simecsol — SSA pour le calcul du coefficient de sécurité d'un talus soumis à un écoulement linéaire.

Zone I : Cercles de pied de talus.
Zone II : Cercles de rupture profonde.

On dispose donc de la solution du problème de la stabilité des talus en présence d'eau au prix de deux hypothèses simplificatrices :

le terrain est homogène,

l'écoulement est linéaire.

Il s'agit là d'un cas assez particulier, mais les abaques permettront souvent d'aborder des cas plus complexes en jouant sur les différents paramètres et en encadrant le problème proposé.

### 11.3.2 Ecoulement à deux dimensions.

**Construction de la ligne de saturation.**

On a traité le cas des écoulements à deux dimensions dans le chapitre II et on a exposé, en particulier, comment on pouvait résoudre de façon pratique les problèmes en utilisant l'analogie électrique. Tout ce qui a été dit dans le chapitre II

s'applique sans aucune modification à la détermination des réseaux d'écoulement dans les digues et les barrages. On ne reviendra donc pas sur cette question.

Il y a toutefois deux points qui méritent quelques compléments. C'est d'abord le problème de la détermination de la surface libre au sein du massif. Cette courbe que l'on appelle *ligne de saturation*, doit avoir dans sa partie centrale l'allure d'une parabole, on a en effet

$$q = k \frac{dz}{dx} z$$

où $q$ est le débit de percolation au travers du barrage

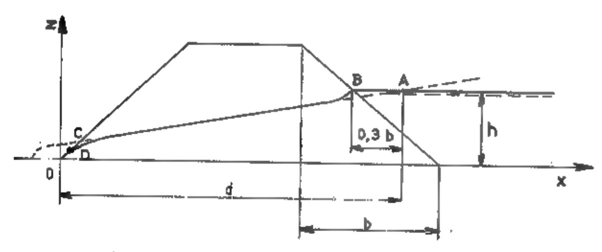
$\frac{dz}{dx}$ le gradient hydraulique

et $z$ l'ordonnée de la ligne de saturation (Fig. XI-26 *a*).

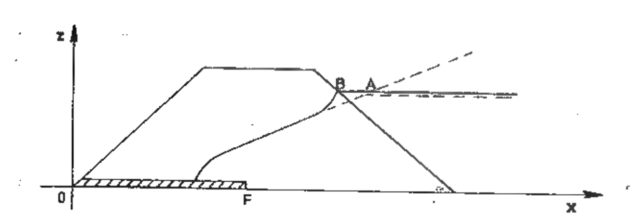
L'intégration de cette équation différentielle donne

$$z^2 = \frac{2q}{k} x + z_0^2$$

ce qui est bien l'équation d'une parabole.




a) digue homogène




b) digue avec un tapis drainant

FIG. XI-26. — Construction de la ligne de saturation.



Casagrande a étudié ce problème de la détermination de la ligne de saturation et proposé deux règles pratiques pour définir complètement la parabole.

— La parabole admet le point $O$ pour foyer.
— La parabole passe par le point $A$ tel que $BA = 0,3\ b$.

Pour respecter la première de ces conditions, l'équation de la parabole doit être de la forme :

$$z^2 = 2\, z_0\, x + z_0^2 .$$

Et pour satisfaire à la seconde condition, on doit avoir

$$h^2 = 2\, z_0\, d + z_0^2$$

soit

$$z_0 = \sqrt{d^2 + h^2} - d .$$

On peut ainsi tracer la parabole, mais cette courbe ne constitue la ligne de saturation que dans sa partie centrale ; au voisinage des talus amont et aval, il faut apporter les modifications représentées sur la figure XI-26 *a*.

Sur le talus amont, la ligne de saturation doit bien évidemment passer par le point $B$.

Sur le talus aval, le rabattement de la ligne de saturation est plus important que le tracé de la parabole le laisse prévoir. Casagrande suggère de placer le point $D$ au tiers de la distance $CO$ à partir de $C$.

Lorsque la digue comporte un tapis drainant, la construction de la ligne de saturation est analogue, mais cette fois le foyer de la parabole est situé en $F$ à l'extrémité du drain (Fig. XI-26 *b*).

Quand on utilise l'analogie électrique pour déterminer le réseau des équipotentielles et des lignes de courant, on peut améliorer le tracé de la ligne de saturation en procédant par approximations successives. On se sert d'abord de la construction de Casagrande et on mesure les pressions interstitielles (ou plus exactement ce qui en tient lieu dans l'analogie) sur cette ligne de saturation, les valeurs trouvées sont en général faibles mais non nulles, on modifie alors empiriquement le tracé de la ligne de saturation jusqu'à ce que la pression interstitielle mesurée ne soit pas significativement différente de zéro.

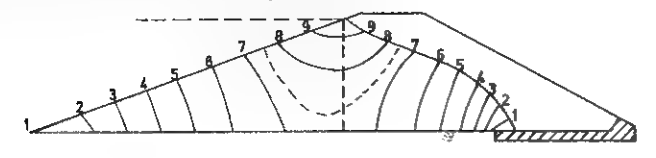
**Détermination des pressions interstitielles en cas de vidange rapide.**

L'évaluation des pressions interstitielles au sein de la digue ou du barrage après une vidange rapide de la retenue mérite également quelques indications complémentaires.

Après la baisse du niveau d'eau en amont qu'on suppose instantanée, un certain volume d'eau reste enfermé dans le corps de la digue, il est limité par le parement amont d'une part et par la ligne de saturation d'autre part. Sur ces deux frontières, les pressions interstitielles sont nulles.

A l'intérieur du volume d'eau, la distribution des pressions évolue au cours de la vidange pour s'adapter aux nouvelles conditions aux limites.

La figure XI-27 *a* montre les équipotentielles immédiatement après la vidange (obtenues par exemple par l'analogie électrique).




a) équipotentielles

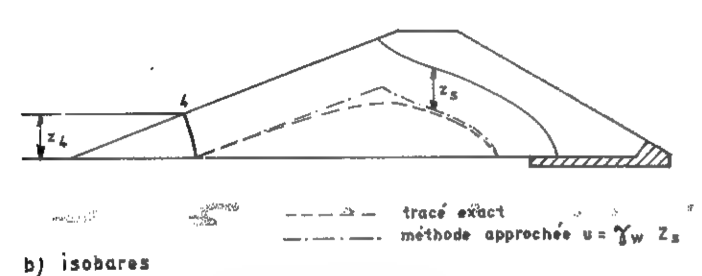



FIG. XI-27. — Vidange rapide.

On peut facilement déduire des équipotentielles le tracé des isobares, c'est-à-dire des courbes $u$ = constante. La figure XI-27 *b* représente l'isobare n° 4 qui passe par le pied de l'équipotentielle n° 4, c'est-à-dire celle qui correspond à $u = \gamma_w z_4$.

On remarquera que les équipotentielles sont simplement des lignes verticales, tout au moins dans la partie basse du talus amont. Cette remarque sert de justification à une méthode approchée utilisée pour tracer les isobares.

*On admet qu'en un point donné situé à une distance verticale $z_s$ du talus amont ou de la ligne de saturation, la pression interstitielle est égale à $\gamma_w z_s$.*

On a représenté aussi sur la figure XI-27 *b* l'isobare n° 4 dessinée dans cette hypothèse. Comme $z_s$ est pratiquement égal à $z_4$ au voisinage de la base les deux tracés de l'isobare sont très voisins. Par contre, on observe une certaine discordance à la verticale de *B*. Cette méthode approchée est néanmoins fort utile pour avoir une idée rapide de la distribution de la pression interstitielle et par conséquent de la stabilité des talus.

On va indiquer une deuxième méthode approchée de détermination de la pression interstitielle après une vidange rapide.

Cette méthode donne de meilleurs résultats que la précédente, mais elle nécessite la connaissance des équipotentielles avant la vidange. Cette condition



n'est pas gênante en général, car on a dû les déterminer ainsi que la ligne de saturation pour étudier la stabilité de la digue lorsque la retenue est pleine.

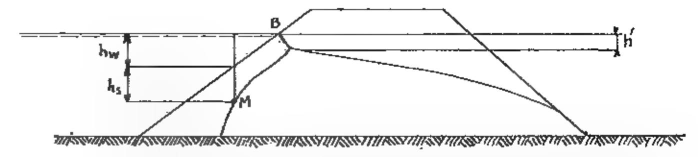



FIG. XI-28. — Détermination des isobares en cas de vidange rapide à partir des équipotentielles régnant avant la vidange.

On considère un point quelconque *M* (Fig. XI-28) et on note :

$u_0$ la pression interstitielle avant la vidange,

$u = u_0 + \Delta u$ la pression interstitielle après la vidange.

Au cours de la vidange, la contrainte totale $\sigma_1$ a varié de $\Delta\sigma_1$. Puisque le squelette solide n'a pas eu le temps de se déformer $\Delta u = \Delta\sigma_1$ (si le milieu est saturé). Si on assimile $\sigma_1$ au poids des terres et de l'eau situées au-dessus de *M*, on peut écrire :

$$\sigma_1 = \gamma_h h_s + \gamma_w h_w$$

$$\sigma_1 + \Delta\sigma_1 = \gamma_h h_s$$

donc

$$\Delta u = \Delta\sigma_1 = -\gamma_w h_w$$

or

$$u_0 = \gamma_w(h_s + h_w - h')$$

par suite

$$u = u_0 - \gamma_w h_w = \gamma_w(h_s - h')$$

le tracé des équipotentielles donne $h'$, $h_s$ se mesure sans difficulté.

Lorsque le point *M* est à l'aval de la verticale de *B*, la variation de la contrainte totale est nulle dans l'hypothèse envisagée et on a en première approximation, $u = u_0$.

En utilisant la première de ces deux méthodes approchées, Biarez a procédé à une étude complète de la stabilité des talus en cas de vidange rapide et donné un abaque analogue à celui de la figure XI-15, établi de la même manière. Cet abaque correspondant à la vidange rapide est reproduit sur la figure XI-29 (on notera que cette fois-ci, les poids volumiques jouent un rôle).

La comparaison des deux figures XI-29 et XI-15 est fort instructive. Elle montre que l'influence de la pression interstitielle sur la stabilité du talus est loin d'être négligeable.

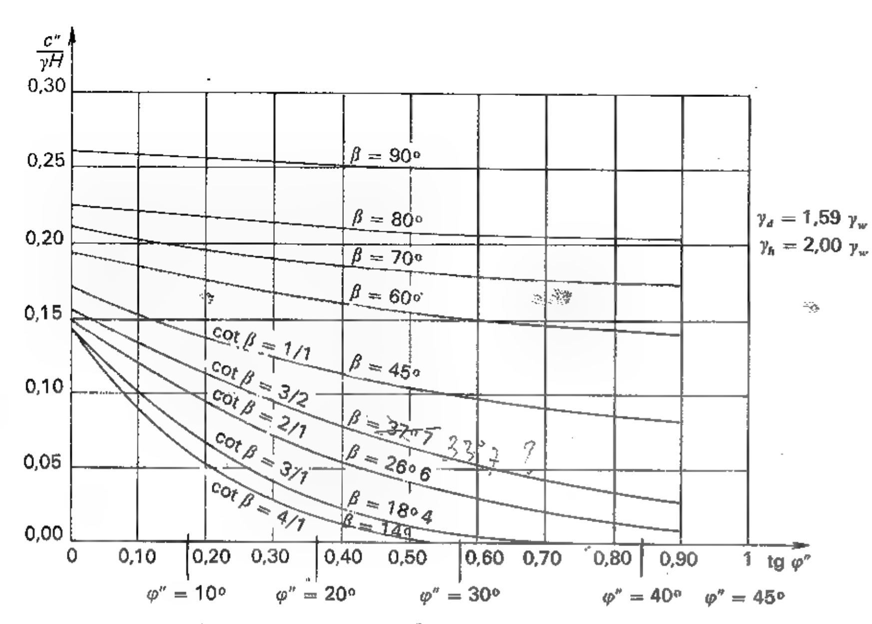



FIG. XI-29. — Stabilité d'un talus en cas de vidange rapide (d'après Biarez).

## 11.4 REMBLAIS, DIGUES ET BARRAGES.

Pour terminer ce chapitre sur les talus et les barrages, on donnera quelques indications sur le calcul et la construction de ces ouvrages. On restera volontairement bref en renvoyant aux ouvrages spécialisés le lecteur qui désirerait un exposé plus complet ou plus détaillé.

La construction des lignes de chemins de fer au siècle dernier avait déjà été l'occasion de réaliser des remblais de grande hauteur. Depuis quelques dizaines d'années et plus particulièrement depuis 1960 en France, le développement des réseaux autoroutiers a fait revenir cette question à l'ordre du jour. Parmi les principales difficultés rencontrées, on signalera la confection de remblais avec des matériaux limoneux et la stabilité des remblais fondés sur des terrains très compressibles, tels que des marais ou des tourbes.

### 11.4.1 Grands barrages.

**Quelques exemples de grands barrages.**

La technique des digues et des barrages en terre s'est affirmée et leur hauteur ne cesse de croître. Parmi les ouvrages récents, on citera le barrage de Serre-Ponçon sur la Durance, qui atteint 120 m, la digue de Göscheneralp, en Suisse (150 m), le Trinity Dam sur la rivière du même nom en Californie (160 m).



C'est en Californie aussi que le record a été battu avec « Oroville Dam », qui a 235 m de haut et une largeur à la base de 1 070 m dans la plus grande section. Ce barrage constitue l'élément principal d'un vaste projet d'alimentation en eau du centre et du sud de la Californie ; il alimente une conduite de 710 km environ qui dessert, en particulier, San Francisco et Los Angeles. Détail curieux, la plus grande partie des matériaux utilisés pour la construction de ce barrage provient de remblais de produits stériles, constitués entre 1898 et 1918 à la suite de l'extraction de l'or du terrain en place.

Mais ce record de hauteur changera bientôt de titulaire, les ingénieurs soviétiques ont commencé la réalisation d'un barrage qui doit avoir près de 300 m de hauteur : le barrage Durek.

Pour l'étude de ce projet, ils ont construit un ouvrage de 8,50 m de haut qui est une fidèle reproduction du barrage lui-même ; ce « modèle réduit » a permis d'intéressantes mises au point.

Ces grands barrages ne sont jamais des massifs homogènes. Ils sont constitués d'une juxtaposition de zones de propriétés et de rôles différents. Au cœur de l'ouvrage, on trouve toujours un noyau relativement imperméable réalisé en matériaux argileux et dont le rôle essentiel est de garantir une certaine étanchéité.

Les autres zones, beaucoup plus perméables, sont là pour protéger le noyau et assurer la stabilité de l'ensemble sans développer des pressions interstitielles excessives. On sépare ainsi très nettement les deux fonctions que doivent jouer les terres, en ce qui concerne l'étanchéité de l'ouvrage et sa stabilité.

La figure XI-30 représente une coupe de la digue de Serre-Ponçon, qui illustre ce que l'on vient de dire sur les massifs hétérogènes.

Très souvent, on trouve à une distance raisonnable du site du barrage des gisements de différentes perméabilités, qui pourront fournir les matériaux des diverses zones du barrage. Le choix des zones et des matériaux est en grande partie une question de considérations économiques.

**Influence de la pression interstitielle.**

Comme on l'a vu dans les articles précédents, la pression interstitielle joue un grand rôle dans l'appréciation de la sécurité. De telles pressions peuvent se développer pendant la construction de la digue, à l'occasion des opérations de compactage.

Lorsque la retenue sera pleine et qu'un écoulement permanent se sera établi au travers de la digue, on trouvera une autre distribution des pressions interstitielles et il en sera de même en cas d'une variation rapide du niveau de la retenue.

Les pressions interstitielles au sein du barrage peuvent donc présenter des distributions radicalement différentes suivant les circonstances. On ne sait *a priori* quelle distribution conduit à la situation la plus critique.

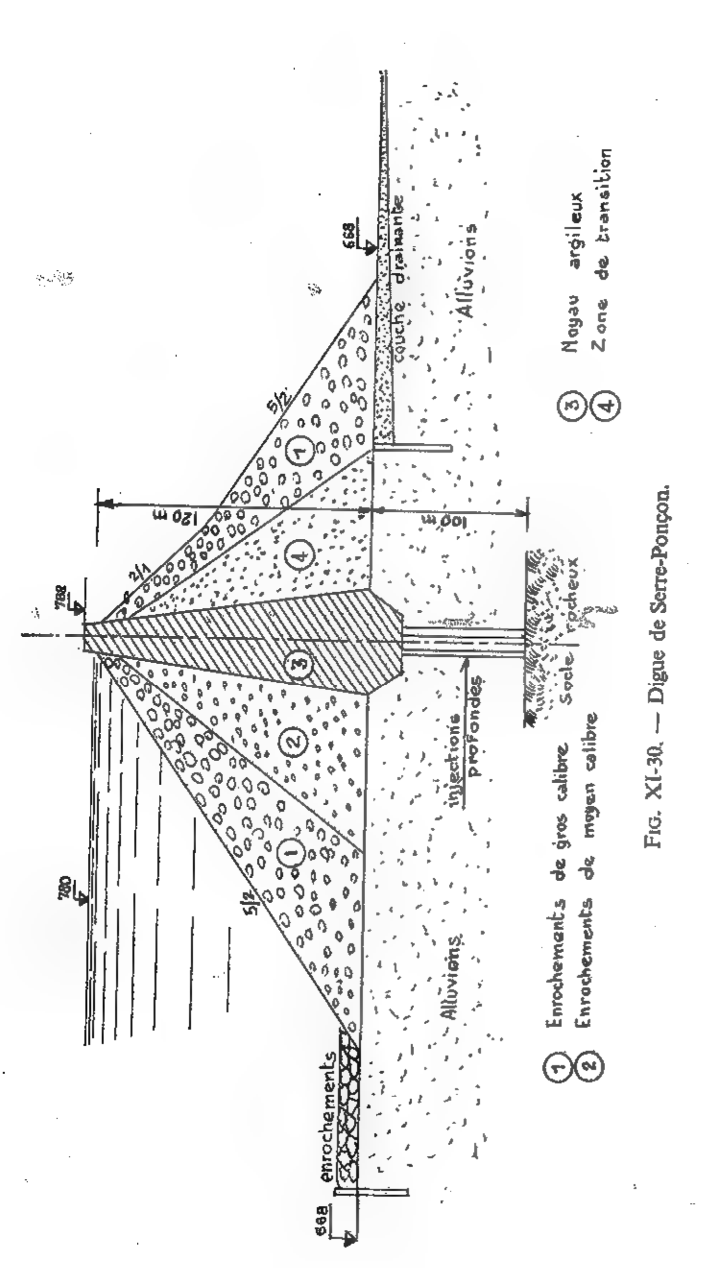



Fig. XI-30. — Digue de Serre-Ponçon.



Ainsi on doit toujours au stade du projet, vérifier la stabilité de l'ouvrage dans les trois cas suivants :

— à la fin de la construction,
— lorsque la retenue est pleine et le régime permanent établi,
— à l'occasion d'une vidange rapide.

Dans cette dernière hypothèse, les zones amont d'un barrage sont particulièrement menacées.

Par contre, à la fin de la construction, c'est principalement le noyau qui est en cause, les autres zones ne sont pas assez imperméables pour empêcher la dissipation des surpressions.

Dans ce type de barrage, les lignes de glissement potentielles se développent principalement dans les zones de faible résistance, et leur allure diffère assez sensiblement d'un arc de cercle (Fig. XI-6 *b*). Le noyau est particulièrement sollicité, aussi les principaux problèmes qui se posent dans les barrages de ce type concernent la déformation du noyau et l'apparition de pressions interstitielles en son sein.

A côté de ces ruptures d'ensemble, il ne faut pas oublier de penser aux renards qui sont toujours possibles.

Cette forme de rupture est d'autant plus dangereuse qu'elle ne prévient pas et qu'elle peut se produire plusieurs années après la mise en eau. Il importe donc, lors de la construction, de veiller à tout ce qui pourrait favoriser l'apparition du renard : mauvais compactage du noyau, présences de fissures dans l'argile, etc. Il faut également se préoccuper de la nature du sous-sol, à l'intérieur duquel des renards aussi peuvent se produire, un système de drainage sera parfois nécessaire.

**Ecrans d'étanchéité.**

Lorsque le barrage repose sur une couche perméable, le débit de fuite sous l'ouvrage peut atteindre une intensité incompatible avec son bon fonctionnement. Pour y remédier, il faut prévoir des écrans d'étanchéité sous le barrage ou des tapis imperméables en amont. On va donner quelques indications sur ces différents dispositifs : écrans, tapis et drains.

La nature et la taille des écrans d'étanchéité dépendent :

— de la profondeur de la couche imperméable,
— de la perméabilité de la couche supérieure,
— du débit de fuite admissible.

Ces écrans peuvent descendre jusqu'au substratum imperméable (Fig. XI-30), ou bien, au contraire, ne barrer qu'une partie de la couche supérieure. On peut caractériser l'efficacité de l'écran par le rapport de la perte de charge localisée au droit de l'écran lui-même à la perte de charge totale entre l'amont et l'aval du barrage. Les procédés décrits dans le chapitre II conviennent pour ce genre de calculs.

Les écrans d'étanchéité sont constitués, soit par des tranchées (à parois verticales ou inclinées) remplies d'argile compactée, soit par des voiles de béton, ou des rideaux de palplanches, soit par des pieux sécants ou jointifs moulés dans le sol, soit enfin par une injection du terrain.

Depuis 1972, de nombreuses entreprises ont utilisé pour la réalisation des écrans d'étanchéité un mélange d'argile à la bentonite et de ciment, dénommé coulis auto-durcissable. Cette nouvelle technique semble appelée à un grand avenir.

Terzaghi considère que l'efficacité réelle d'un écran est fréquemment plus faible que ce que le calcul laisse prévoir et que la technique de la tranchée remplie d'argile est la plus sûre. Les joints des rideaux de palplanches peuvent lâcher, les pieux jointifs peuvent dévier dans le sol et n'être jointifs que de nom. Il y a des exemples, en nombre non négligeable, d'écrans d'étanchéité dont l'efficacité est pratiquement nulle. Il convient donc d'être particulièrement attentif.

La technique des injections est très développée en France, et présente un grand intérêt. On injecte la plupart du temps des mélanges d'eau, de ciment et d'argile, ou encore des gels de silice, de la bentonite ; on charge quelquefois le coulis de calcaire.

A Serre-Ponçon, Electricité de France a procédé à des essais très complets sur les injections. Il semble que la perméabilité du terrain traité varie de $10^{-4}$ à $10^{-5}$ cm/s, quelle que soit la perméabilité avant injection. On peut ainsi calculer l'épaisseur à donner à l'écran.

Les tapis étanches que l'on dispose parfois sur le fond de la retenue en amont du barrage ont seulement pour but d'allonger les lignes de courant et de diminuer de ce fait le gradient hydraulique.

On constate souvent d'ailleurs que le fond de la retenue s'imperméabilise naturellement avec le temps, par suite de dépôts de limons. Ce phénomène est particulièrement marqué lorsque la retenue est alimentée par un cours d'eau rapide, qui charrie en suspension de nombreuses particules limoneuses, comme le Rhône par exemple.

**Drainage des eaux d'infiltration.**

Le développement du dispositif de drainage des eaux d'infiltration constitue un autre caractère particulier des grands barrages, dans lesquels on cherche à tout prix à réduire les sous-pressions et les risques de renard. Pour cette raison, on construit généralement ces ouvrages sur des filtres inversés pour les protéger des résurgences possibles dont on ignore l'emplacement exact.

On peut, par des dispositions appropriées, éviter des renards au sein du noyau, mais il faut porter une attention particulière à la surface de contact entre le noyau et le terrain naturel. Si ce dernier est du rocher (ou si le rocher est à peu de profondeur) il y a intérêt à y encastrer le noyau après avoir injecté la roche en place pour en boucher les fissures.

A l'aval du barrage, et à son pied, on peut constater de fortes résurgences si



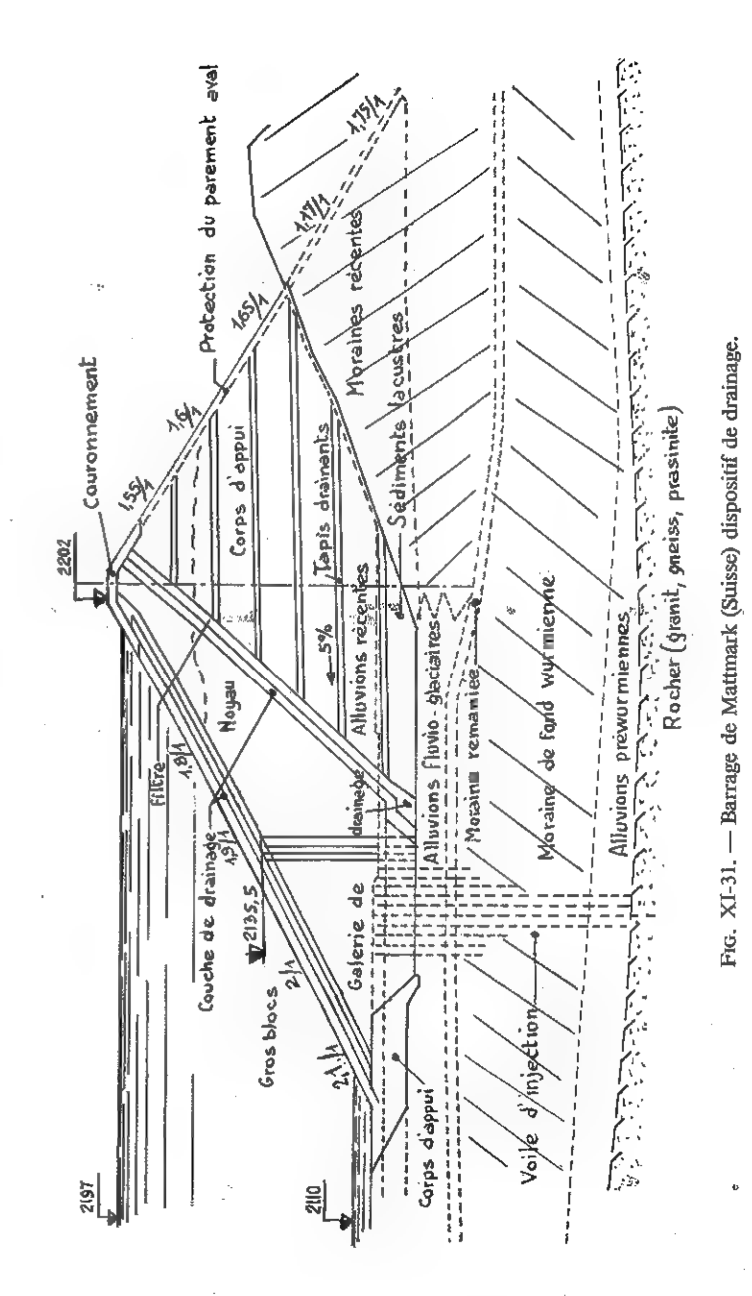



FIG. XI-31. — Barrage de Mattmark (Suisse) dispositif de drainage.

une couche imperméable règne trop près de la surface. Pour éviter ce dernier danger, il faudra construire un drain de pied ainsi qu'une série de puits de décompression. De toute manière, des mesures systématiques du niveau piézométrique dans le sol de fondation paraissent indispensables.

La figure XI-31 montre le dispositif de drainage très complet qui a été mis en œuvre au barrage de Mattmark en Suisse, dans la vallée de La Saas.

On a surtout traité jusqu'à présent des massifs hétérogènes. Lorsque l'ouvrage est construit avec un même matériau relativement imperméable, il sera prudent de prévoir en son centre un filtre de décompression pour éviter l'apparition de surpressions trop importantes dans le corps de la digue.

Par contre, si l'ouvrage est réalisé avec un matériau assez perméable, il faudra cette fois prévoir dans sa partie amont un masque d'étanchéité.

Bien d'autres problèmes se posent encore, mais on se limitera volontairement à ceux que l'on vient d'aborder : les écrans d'étanchéité, et les dispositifs de drainage. Toutefois, ce que l'on va dire dans les paragraphes suivants sur la protection des talus et sur le tassement des ouvrages concerne aussi les grands barrages.

**Pentes recommandées pour les avant-projets de barrage en terre.**

Pour terminer, on donne dans le tableau VI ci-après les pentes de talus recommandées par Terzaghi pour les avant-projets de barrages en terre de dimensions courantes.

TABLEAU VI

Pente des talus pour les avant-projets de barrage en terre
de dimensions courantes
(D'après K. Terzaghi)

| Constitution du barrage | Pente amont | Pente aval |
|---|---|---|
| I. — *Massifs homogènes* : | | |
| — matériau à granulométrie continue | 5/2 | 2/1 |
| — limon grossier | 3/1 | 5/2 |
| — argile limoneuse ou argile ; hauteur inférieure à 15 m environ | 5/2 | 2/1 |
| — argile limoneuse ou argile ; hauteur supérieure à 15 m environ | 3/1 | 5/2 |
| II. — *Barrages à noyau* : | | |
| — sable ou sable et gravier avec noyau en argile | 3/1 | 5/2 |
| — sable ou sable et gravier avec noyau en béton armé | 5/2 | 2/1 |



Toute la technique récente des barrages en terre est dominée par la forte personnalité de Terzaghi, qui lui a consacré pendant les dix dernières années de sa vie, la plus grande partie de son activité.

Le 8 septembre 1965, lors de la séance d'ouverture du 6e congrès international, à Montréal, le représentant de la British Columbia Hydro and Power Authority annonçait solennellement que le nom de Karl Terzaghi venait d'être donné au Mission Dam sur la Bridge River en Colombie Britannique (Canada). Terzaghi avait entrepris à 72 ans, en 1955, l'étude de ce projet et déclarait que c'était là les pires conditions de fondation qu'il ait jamais rencontrées.

### 11.4.2 Remblais et digues.

Les remblais d'autoroutes et les petites digues (digues collinaires, digues de protection contre les crues) posent des problèmes d'un ordre différent. Ce sont des ouvrages beaucoup moins hauts, le massif est homogène dans la grande généralité des cas et le rôle de la pression interstitielle est beaucoup moins important et quelquefois même négligeable (remblais d'autoroute en matériau graveleux par exemple).

Les problèmes sur lesquels l'accent doit être mis concernent la technique du remblaiement pour éviter des déformations de l'ouvrage par tassement, la tenue des pentes et leur protection principalement contre les eaux superficielles et enfin la stabilité du sol de fondation.

On traitera maintenant les deux premiers points, le troisième sera étudié dans le paragraphe suivant.

**Influence du compactage sur les tassements.**

Le compactage des remblais a déjà été étudié dans le premier chapitre et on a montré l'influence de l'énergie de compactage, ainsi que celle de la teneur en eau sur la densité sèche. L'essai Proctor (normal ou modifié) est la technique la plus utilisée pour contrôler ce genre de travaux.

Afin de bien mettre en évidence l'influence d'un compactage peu poussé sur le tassement de l'ouvrage, on va montrer comment on peut estimer rapidement le tassement relatif $\frac{s}{H}$ d'un remblai qui tasse sous son propre poids, augmentant son poids volumique d'une valeur initiale $\gamma_i$ immédiatement après la fin du remblaiement à une valeur finale $\gamma_f$ après tassement. La quantité $1 - \frac{\gamma_i}{\gamma_f}$ représente la variation relative de volume.

Si le tassement s'effectuait uniquement dans le sens vertical, on aurait :

$$\frac{s_1}{H} = 1 - \frac{\gamma_i}{\gamma_f}.$$

Par contre, si le tassement était identique dans toutes les directions (compression homothétique), on aurait :

$$\left(1 - \frac{s_2}{H}\right)^3 = \frac{\gamma_i}{\gamma_f}$$

soit :

$$\frac{s_2}{H} = 1 - \sqrt[3]{\frac{\gamma_i}{\gamma_f}}.$$

En pratique, le tassement réel $s$ est compris entre $s_1$ et $s_2$, mais il est plus souvent voisin de $s_1$ que de $s_2$. On peut retenir l'ordre de grandeur suivant :

$$s = \frac{1}{3}s_1 + \frac{2}{3}s_2$$

soit :

$$\frac{s}{H} = 1 - \frac{2}{3}\sqrt[3]{\frac{\gamma_i}{\gamma_f}} - \frac{1}{3}\frac{\gamma_i}{\gamma_f}.$$

Le rapport $\frac{\gamma_i}{\gamma_f}$ est toujours voisin de 1 ; on peut donc simplifier la formule ci-dessus, et écrire finalement :

$$\frac{s}{H} = \frac{5}{9}\left(1 - \frac{\gamma_i}{\gamma_f}\right).$$

Si on suppose que $\frac{\gamma_i}{\gamma_f} = 0{,}9$ (ce serait le cas d'un remblai mal compacté), on trouve $\frac{s}{H} = 5{,}6\ \%$. Un remblai de 3 m tasserait donc de 17 cm, ce qui peut laisser craindre des tassements différentiels de l'ordre du décimètre, c'est difficilement acceptable.

Ces tassements, lorsqu'ils restent d'une ampleur limitée, sont généralement d'une importance négligeable pourvu que le remblai atteigne vite son état définitif. La technique du compactage des grands remblais autoroutiers est maintenant très au point, les matériaux sont en général répandus par couche de 30 à 50 cm et compactés par le passage des engins. Il faut prendre garde, toutefois, avec des sols légèrement argileux, de ne pas dépasser lors de la mise en place, la teneur en eau correspondant à l'optimum Proctor normal ; si le matériau contient trop d'eau et si le climat est trop humide, on pourra difficilement obtenir *in situ* des densités sèches plus élevées que 90 % ou 95 % de l'optimum Proctor.

Lorsqu'on est obligé d'utiliser de l'argile raide comme remblai, il faut se méfier des gonflements possibles et prendre des mesures appropriées. Mais, dans toute la mesure du possible, on essaiera d'éviter ce genre de matériau.

**Protection contre les eaux superficielles.**

La tenue des talus de remblais est une question d'équilibre d'ensemble du massif, mais c'est aussi et surtout une question de protection contre les eaux superficielles ; l'action de la pluie est une cause très connue d'instabilité des



talus. Les eaux de pluie s'infiltrent et créent à proximité des parois du talus des forces de percolation qui sont dirigées vers l'extérieur, donc dangereuses. La pluie humidifie le matériau et peut ainsi diminuer sa résistance au cisaillement, particulièrement la cohésion des remblais argilo-graveleux. Elle augmente le poids volumique du massif et enfin, elle peut provoquer une érosion superficielle intense des parois des talus.

Pour toutes ces raisons, il est nécessaire d'étudier avec soin le drainage du massif, l'imperméabilisation éventuelle des surfaces horizontales et la protection des talus. Toutes ces questions relèvent plus de la technique des travaux que de la mécanique des sols. On se contentera de représenter sur la figure XI-32 les dispositions les plus communément adoptées. La qualité du tapis végétal mis en place sur le talus est un facteur important de sécurité dans la lutte contre l'érosion superficielle (particulièrement pour les petites digues).

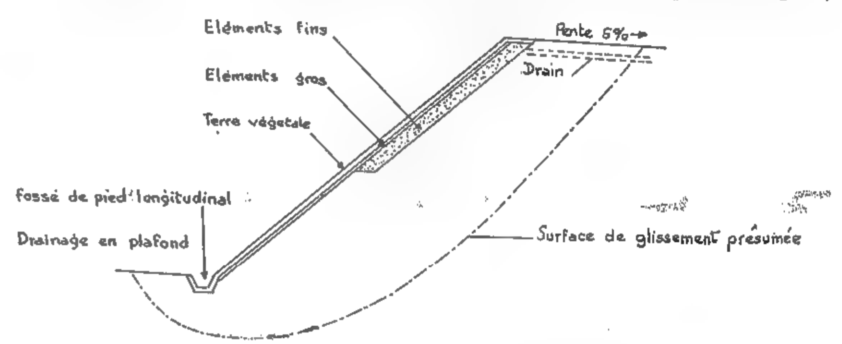



FIG. XI-32 *a*. — Constitution de la paroi d'un talus.

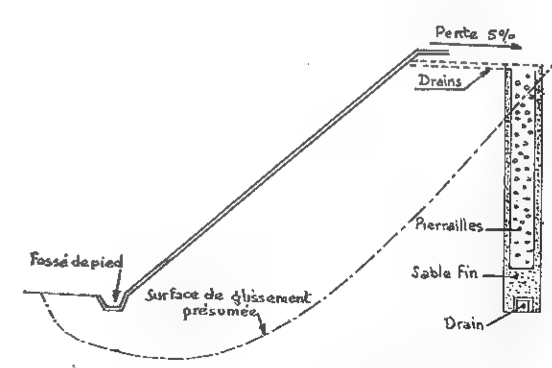



FIG. XI-32 *b*. — Protection contre une nappe aquifère profonde.

Les pentes adoptées pour les talus des remblais sont du même ordre de grandeur que celles qui sont indiquées dans le tableau VI ci-dessus pour les barrages en terre. On projette des talus un peu plus raides pour les bons matériaux graveleux et on accepte des pentes de 3/2.

Pour les matériaux cohérents, on se limite à 2/1 et même quelquefois à 5/2 si la hauteur de l'ouvrage dépasse une quinzaine de mètres.

Dans le cas de petites digues, les dimensions en crête sont telles souvent qu'un bon compactage est difficile, mais les ouvrages construits avec leurs deux talus à 2/1 donnent généralement satisfaction.

### 11.4.3 Stabilité de l'assise des remblais et des barrages.

Il est évidemment souhaitable de fonder les ouvrages sur un bon sol, mais ce n'est pas toujours possible : les autoroutes doivent traverser certaines régions marécageuses, l'implantation des digues est commandée par la situation des terrains à protéger. Lorsqu'on se fonde sur un sol relativement compressible, deux types de rupture sont à craindre :

— Les ruptures par enfoncement, dans lesquelles le massif descend progressivement dans la couche compressible qui tasse en formant des bourrelets de part et d'autre de l'ouvrage (Fig. XI-33). Ces ruptures se produisent le plus souvent pour une assise de fondation constituée d'une couche épaisse d'argile molle et homogène, ou d'une couche de limon organique (tourbes et vases).

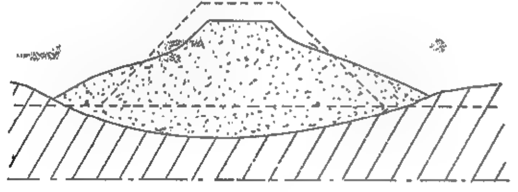


FIG. XI-33. — Rupture par enfoncement.

— Les ruptures par étalement, dans lesquelles une partie du massif s'étale superficiellement sur une couche molle de l'assise de fondation (Fig. XI-34). Ces ruptures interviennent dans le cas des milieux stratifiés, lorsqu'une couche molle règne à peu de distance de la surface du sol.

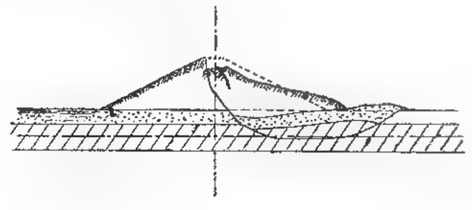


FIG. XI-34. — Rupture par étalement.

**Rupture par enfoncement.**

Lorsqu'on doit se fonder sur une couche d'argile molle, assez épaisse et homogène, une rupture par enfoncement est donc à craindre. On vérifiera la stabilité de l'ensemble en calculant le coefficient de sécurité à l'égard des cercles de rupture profonde. On demande en général un coefficient minimal de 1,5. Mais cette exigence peut être onéreuse pour les grands projets ; on se limitera alors à des valeurs de 1,2 ou même de 1,1. En contrepartie, il faudra soigneusement observer la formation des bourrelets de part et d'autre du remblai et, si la situation devient critique, mettre en place sur les pieds du talus de nouveaux remblais pour faire contrepoids et éviter la rupture.



Il est recommandé, également, pour accélérer le tassement de la couche argileuse et parvenir le plus vite possible à une situation définitive, soit de drainer la couche molle, soit de surélever le remblai de 5 à 6 m pendant la construction par rapport à son niveau définitif, surchargeant ainsi l'argile, soit d'utiliser les deux procédés à la fois.

Le barrage K. Terzaghi (ex-Mission Dam au Canada) qui a 50 m de hauteur environ, repose sur une couche d'argile de 24 m d'épaisseur. Deux ans après le remplissage de la retenue, le tassement maximal du barrage est de l'ordre de 5 m ; l'ouvrage a supporté sans difficulté cette déformation car elle était prévue.

En 1862, la construction d'une digue fut entreprise dans le port de la Spezzia (Italie) sur une couche de vase. La digue s'est progressivement enfoncée dans la couche molle tassant de plus de 18 m et formant des bourrelets latéraux de près de 7 m de hauteur.

**Rupture par étalement.**

Lorsqu'on doit se fonder sur un terrain stratifié contenant des couches molles, des ruptures par étalement sont à redouter. Ces ruptures peuvent se produire de deux manières, suivant que la couche molle contient ou non des veines ou des lentilles de matériau relativement perméable (sable ou limon grossier).

Dans le second cas, la crête du remblai tasse peu et l'étalement est de faible importance. La surface de glissement se localise en général dans le milieu de la couche molle et le calcul de la stabilité de l'assise relève de la technique des surfaces de glissement non circulaires exposée plus haut.

Le problème le plus délicat est de déterminer la résistance au cisaillement de l'argile à prendre en compte dans les calculs et de s'assurer de l'absence de veines de matériau drainant.

Dans cette dernière hypothèse, la rupture prend un tout autre aspect. Les surpressions créées sous le remblai ou le barrage sont instantanément transmises à tout le matériau perméable dont la résistance au cisaillement décroît alors et peut même s'annuler. Au voisinage du pied du talus, par conséquent, le seul obstacle à l'étalement provient des couches qui surmontent la veine perméable ; la butée opposée par ces couches peut être assez faible, cela dépend en partie de leur épaisseur, et le mouvement d'étalement peut prendre une très grande ampleur.

Ce genre de rupture se produit d'ailleurs presque toujours de façon très soudaine. Dès que l'on soupçonne que l'assise de fondation risque de comporter des bancs d'argile renfermant des veines perméables, il faut :

— soit prévoir des talus très doux,
— soit projeter des puits de décompression,
— soit conduire les travaux de remblaiement à un rythme suffisamment lent pour que la consolidation de la couche d'argile puisse s'effectuer et pour éviter ainsi l'apparition de surpression.

En particulier, on peut préciser que de nombreuses ruptures de remblai sur sol compressible se sont produites ces dernières années dans différentes parties du monde. L'analyse de ces accidents montre que la plupart d'entre eux peuvent être attribués à une surestimation importante de la cohésion non drainée $c_u$ évaluée à l'aide du scissomètre. Il y a donc lieu d'être extrêmement prudent lorsqu'on doit établir un projet uniquement à partir des mesures de $c_u$ effectuées avec cet appareil (cf. 12.2.1).

On limitera là ces indications rapides sur les techniques de construction des barrages et des remblais.

Le principal objectif de ce survol sommaire est de bien mettre en évidence que le calcul théorique de la stabilité des talus n'épuise pas le sujet, bien au contraire, et qu'une grande attention doit être portée à la reconnaissance du terrain de fondation et des matériaux utilisés d'une part, ainsi qu'aux constatations que l'on peut faire d'autre part, pendant l'exécution des travaux, tant en ce qui concerne la résistance au cisaillement du terrain que l'apparition de surpressions ou de faibles mouvements du sol.

Il n'y a pas d'exemples où une étroite liaison entre le bureau d'étude et les ingénieurs du chantier n'ait permis d'apporter des modifications au projet en cours de travaux accroissant ainsi la sécurité et permettant de surcroît des économies substantielles.

## BIBLIOGRAPHIE


BEAU, F. et PETIGNY, P. — *Construction de nouveaux quais au port de Tunis.* Annales des ponts et chaussées, juill. 1954.

DE BEER, E. et LOUSBERG, E. — *Définition des coefficients de sécurité au glissement de talus à partir des sollicitations provoquant la rupture.* Comptes rendus du 5e congrès international. Tome 2, Paris 1961.

BIAREZ, J. — *Equilibre limite des talus et barrages en terre.* Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, juill.-août 1965.

BISHOP, A. W. — *The use of the circle in the stability analysis of slopes.* Géotechnique, mars 1955.

BISHOP, A. W. et MORGENSTERN, N. — *Stability coefficients for earth slopes.* Géotechnique, déc. 1960.

BJERRUM, L. — *Contribution to panel discussion on stability of natural slope and embankment foundation.* Comptes rendus du 7e congrès international. Tome III, Mexico, 1969.





COLLIN, A. — *Recherches expérimentales sur les glissements spontanés des terrains argileux, accompagnées de considérations sur quelques principes de mécanique terrestre.* Carilian-Gœury. Paris, 1846.

DASCAL, O., TURNER, J.-P., TAVENAS, F. et LA ROCHELLE, P. — *Failure of a test embankment on sensitive clay.* Journal of the soil mechanics division A. S. C. E. 1972.

DEMONSABLON, P. et HUFNAGEL, T. — *La stabilité au glissement d'ensemble des murs de quai de soutènement.* Revue Générale des routes et des aérodromes, juill.-août 1965.

JANSEN, R. B. — *Dams and Public Safety*, Water Resources Technical Publication, U. S. Department of the Interior, Denver, 332 pages, 1980.

KARST, H. et PILOT, G. — *Stabilité des talus routiers.* Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, juill.-août 1967.

KÉRISEL, J. — *Le barrage d'Arzal, un barrage sur sol très compressible construit au travers d'un estuaire à marée.* Géotechnique, mars 1973.

LONDE, P. et STERENBERG, J. — *Contribution à la discussion sur les coefficients de sécurité des barrages en terre.* Comptes rendus du 6e congrès international. Tome 2, Montréal 1965.

Ministère de l'Agriculture. *Retenues collinaires.* La documentation française. Paris, 1963.

MORGENSTERN, N. R. — *Stability charts for earth slopes during rapid draw down.* Géotechnique, juin 1963.

MORGENSTERN, N. R. et PRICE, W. E. — *The analysis of the stability of general slip surfaces.* Géotechnique, mars 1965.

NONVEILLER, E. — *The stability analysis of slopes with a slip surface of general shape.* Comptes rendus du 6e congrès international. Tome 2, Montréal, 1965.

POST, G. et LONDE, P. — *Les barrages en terre compactée.* Gauthier-Villars, Paris, 1953.

PILOT, G. — *La stabilité des remblais sur les sols mous.* Annales ITBTP, octobre no 321, 1974.

SERVICE SPÉCIAL DES AUTOROUTES, KÉRISEL, SIMECSOL. *Glissements de terrains.* Dunod. Paris, 1967.

SHERARD, J. L., WOODWARD, R. J., GIZIENSKI, S. F. et CLEVENGER, W. A. — *Earth and earth-rock dams. Engineering problems of design and construction* (2e éd.). J. Wiley, 1966.

SKEMPTON, A. W. — *Long term stability of clay slopes.* Fourth Rankine lecture 1964. Géotechnique, juin 1964.

TERZAGHI, K. et LACROIX, Y. — *Mission Dam. An earth and rockfill dam on a highly compressible foundation.* Géotechnique, mars 1964.

VERDEYEN, J. et ROISIN, V. — *Stabilité des terres.* Eyrolles. Paris, 1967.

WHITMANN, R. V. et BAILEY, W. A. — *Use of computers for slope stability analysis.* Journal of the soil mechanics division ASCE, juillet 1967.


## PROBLÈMES

**** 1. Glissement dans une fouille verticale.**

Soit une fouille verticale de hauteur $H$, taillée dans un matériau argileux de cohésion non drainée $c_u$, de poids volumique saturé $\gamma_{sat}$.

Etudier les diverses surfaces de glissement possibles et calculer les coefficients de sécurité correspondant.

1) Etudier la stabilité dans l'hypothèse d'un cercle de glissement centré à mi-hauteur.
2) Etudier la stabilité dans l'hypothèse d'un cercle de glissement centré au sommet de la paroi de la fouille.
3) Etudier la stabilité dans l'hypothèse d'un glissement plan passant par le fond de fouille.
4) Comparer ces diverses hypothèses aux résultats obtenus dans le problème 2 du chapitre 5 (Tome 1, p. 277).

**Réponses :** $F_1 = \dfrac{3\,\pi c_u}{\gamma_{sat}\,H}$ $\qquad F_3 = \dfrac{4\,c_u}{\gamma_{sat}\,H}$

$F_2 = \dfrac{4{,}75\,c_u}{\gamma_{sat}\,H}$ $\qquad F_4 = 1\,.$

*** 2. **Stabilité d'une digue (méthode globale).**

On projette de construire une digue destinée à limiter une petite retenue d'eau dans une région touristique.

La digue sera réalisée dans un matériau homogène fortement compacté.

On demande d'étudier la stabilité du barrage :

1) En fin de construction.
2) Après la mise en eau.

Le matériau retenu est un siltargileux dont les propriétés mécaniques sont les suivantes :

— cohésion non drainée
$c_u = 0{,}4$ daN/cm² (40 kPa)

— cohésion et angle de frottement effectifs :
(essai triaxial c.d.) $\begin{cases} c' = 0{,}25 \text{ daN/cm}^2 \text{ (25 kPa)} \\ \varphi' = 10° \end{cases}$

— poids volumique saturé : 18 kN/m³.

Le réseau d'écoulement à la mise en eau a été tracé sur la figure XI-35 à partir d'une étude par analogie électrique.

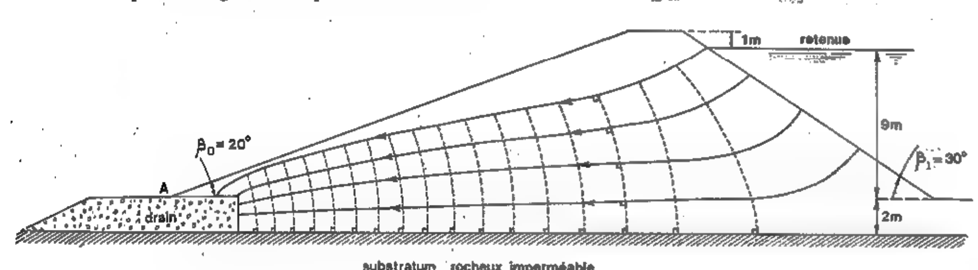



FIG. XI-35. — Caractéristiques de la digue et réseau d'écoulement après la mise en eau.

**Réponse :** $F_1 = 1{,}5, \qquad F_2 = 1{,}51.$

3. **Stabilité d'une digue (méthode des tranches).**

Reprendre l'étude de stabilité de la pente aval du barrage du problème n° 2 en utilisant cette fois une méthode par tranches (Méthode de Fellenius par exemple).

**Réponse :** $F = 1{,}44.$

*N.B.* : On trouvera dans le chapitre 12 du tome 2 du Sanglerat-Olivari-Cambou la solution détaillée des trois problèmes ci-dessus, ainsi que de quatre autres problèmes concernant la stabilité des talus, digues et remblais.

CHAPITRE XII

# RECONNAISSANCE DES SOLS

## 12.1 ESSAIS *IN SITU*.

On passera en revue dans ce chapitre les principaux procédés qui peuvent être mis en œuvre sur le terrain, pour obtenir une description correcte des conditions de fondation. On en a déjà rencontré un certain nombre au cours de cet ouvrage, on présentera maintenant un tableau d'ensemble (on laissera de côté, toutefois, tout ce qui a trait aux pompages).

La logique aurait peut-être voulu que ce chapitre prenne place après le chapitre IV, avant les différents chapitres consacrés à chaque type d'ouvrage. En effet, dans la pratique, toute étude géotechnique doit commencer par une reconnaissance *in situ*. Mais il a paru cependant souhaitable, avant de présenter les diverses possibilités en ce domaine, d'avoir examiné comment fonctionnaient les différents types de fondations, de manière à savoir ce qu'il y a lieu de rechercher et pourquoi, afin d'assurer une sécurité normale à des fondations économiques, qu'elles soient superficielles ou profondes.

La reconnaissance des sols doit d'abord permettre de localiser les différentes couches de terrain et de préciser la configuration générale de la zone à étudier.

Elle doit, ensuite, donner des informations sur les caractéristiques mécaniques de chaque couche. Pour cela, deux techniques peuvent être utilisées : le prélèvement d'échantillons en vue de leur analyse au laboratoire et les essais *in situ* proprement dits.

Les essais *in situ* permettent de déterminer les caractéristiques des sols en place (résistivité, perméabilité, cohésion, cisaillement, indice des vides, etc.). On peut distinguer deux types :

— ceux qui fournissent des indications générales, telles que les reconnaissances électriques ou sismiques,

— et ceux qui donnent des valeurs précises de certaines grandeurs, soit ponctuellement, soit d'une manière continue sur une même verticale (cf. 12.4).

### 12.1.1 Programme des essais.

Il est bien évident qu'un programme de reconnaissance de sols est fonction des caractéristiques de l'ouvrage à réaliser et de la nature géologique de la zone

étudiée. Il est cependant, un principe essentiel à toujours respecter : il faut refuser de procéder par simple analogie et extrapolation des résultats obtenus sur un chantier voisin. L'hétérogénéité des sols est telle, en effet, que même dans une zone supposée bien connue et dite « homogène », des anomalies locales sont toujours à craindre. Il faut donc essayer de les déceler ou tout au moins de réduire le plus possible l'importance des zones où elles peuvent se présenter.

Les différents procédés de reconnaissance décrits ci-dessous montrent que les possibilités d'investigations sont très vastes. Il est naturellement nécessaire d'effectuer un choix en fonction du type d'ouvrage à réaliser et des conditions géologiques et morphologiques du site dans lequel il sera implanté. Les essais *in situ* complètent d'ailleurs les analyses de laboratoire.

**Nombre de reconnaissances souhaitables.**

Les contraintes économiques ne permettent pas toujours d'exécuter un très grand nombre de sondages pour étudier un terrain.

Il y a d'ailleurs lieu de distinguer les avant-projets et les projets définitifs. Dans le premier cas, les reconnaissances préliminaires sont réalisées pour obtenir une première idée de la zone à étudier et le programme de reconnaissance peut être plus léger.

Sauf pour les terrains anormalement hétérogènes, une campagne de reconnaissance devrait comporter au moins un sondage tous les 500 m² environ, pour être à l'abri de surprises importantes. Il ne faut jamais se contenter d'un sondage isolé afin de ne pas risquer de projeter toute la construction sur la base d'une anomalie très localisée, un nombre de 3 paraît un minimum.

Il est d'usage dans la construction de bâtiments de ne pas dépasser, entre les sondages, une distance de 15 m dans deux directions perpendiculaires. Pour les très grands ouvrages, barrage, autoroute, etc., cette distance peut être portée à 30 ou 70 m. Mais si l'on constate des divergences d'un sondage à l'autre, il est indispensable d'effectuer un nouveau sondage entre ceux-ci de manière à tenter de localiser les anomalies et d'apprécier la manière dont s'effectuent les variations enregistrées.

**Profondeur souhaitable pour les sondages de reconnaissance.**

La profondeur des sondages doit être telle que toutes les couches qui peuvent être influencées par la mise en charge des terrains soient atteintes ou puissent être étudiées. On en a déjà parlé dans le chapitre IX en étudiant la notion de profondeur caractéristique (cf. § 9.5.2).

On rappelle qu'il est nécessaire dans la pratique de reconnaître le terrain sur les profondeurs suivantes :

— *pour des massifs de fondations isolés :*

Le triple de la largeur des semelles avec un minimum de 6 m.



— ***pour un radier général*** ou pour un ensemble d'ouvrages dont les effets se superposent dans les couches profondes :

Une fois et demie la largeur de la construction.

Ces règles peuvent être résumées par les formules ci-dessous dans lesquelles $B$ et $L$ sont les dimensions des semelles ($L > B$), $C$ la distance séparant leurs côtés les plus rapprochés et $z$ la profondeur minimale des sondages de reconnaissance

$$z = 4{,}5\,B \quad \text{si} \quad C < 2\,B$$
$$z = 3\,B \quad \text{si} \quad 2\,B < C < 4\,B$$
$$z = 1{,}5\,B \quad \text{si} \quad C > 4\,B\,.$$

La reconnaissance devra surtout être poussée si l'on a des doutes sur la qualité des couches sous-jacentes et lorsque les contraintes transmises au terrain sont élevées.

**Coût et sécurité.**

Dans la détermination d'un programme d'essais il faut tenir compte de l'importance des travaux à réaliser. Si ceux-ci sont d'un prix peu élevé, il est possible de ne prévoir qu'un petit nombre d'essais, mais on devra alors remédier au manque de données complètes en majorant d'une façon notable les coefficients de sécurité habituels, l'incidence sur le prix de revient des constructions sera faible.

Par contre, lorsqu'on doit exécuter des ouvrages nécessitant des investissements élevés, le coût d'une reconnaissance, même très poussée, du sous-sol est généralement minime en comparaison des économies auxquelles elle peut conduire ou vis-à-vis des dépenses qu'entraînerait la ruine des ouvrages, au cas où les hypothèses de calcul se révéleraient fausses.

Trop souvent il n'est pas prévu de budget particulier pour les frais d'études et de reconnaissance des sols. Les dépenses correspondantes doivent alors être prélevées, et quelquefois trop tardivement, sur le coût des travaux proprement dits, ce qui est loin d'être une solution satisfaisante et ne permet pas d'adopter, en temps utile, les dispositions les plus économiques. Il ne faut pas oublier, en effet, que des difficultés de fondations, peuvent conduire, parfois, à remanier complètement un projet pour l'adapter aux caractéristiques des sols rencontrés.

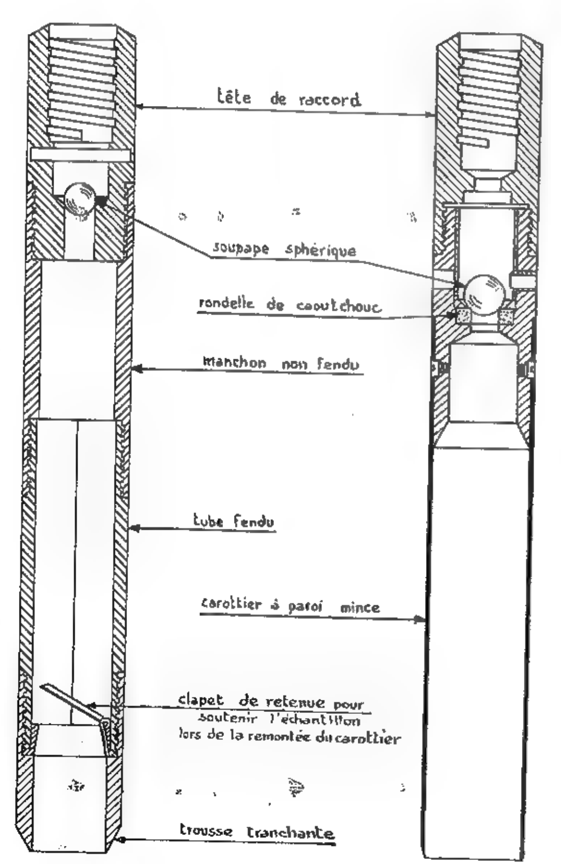
Ce n'est donc pas lorsque les plans d'un ouvrage sont terminés, les prix fixés et les travaux déjà traités, qu'il faut se décider à envisager une étude géotechnique.

### 12.1.2 Forages.

**Reconnaissances superficielles.**

Il est très souvent demandé l'exécution d'un ou deux puits, sur quelques mètres de profondeur, à la main, à la pelle mécanique ou par tous moyens mécaniques adéquats. Ces puits permettent de reconnaître visuellement le sol et d'obtenir des échantillons, remaniés ou non, tant qu'on se trouve au-dessus de la nappe phréatique.

Ces reconnaissances très utiles peuvent donner une sécurité trompeuse si elles ne sont pas descendues à une profondeur suffisante, soit parce qu'on trouve l'eau, soit parce que les moyens utilisés ne permettent pas de dépasser




*a*) Carottier à tube fendu. *b*) Carottier Shelby (parois minces).

FIG. XII-1. — Carottiers.



4 ou 5 mètres. On ne doit pas, alors, se contenter des indications qu'elles fournissent, mais nécessairement recourir à d'autres moyens d'investigations.

**Forages profonds.**

Ceux-ci correspondent à l'exécution de trous généralement verticaux, de faible diamètre (de 5 cm à 1 m) par rapport à la profondeur (10 à 30 m par exemple). On peut utiliser les mêmes procédés que pour les recherches industrielles de gaz ou de liquides (hydrocarbure ou eau) qui peuvent atteindre 4 000 à 8 000 m, comme dans les forages pétroliers.

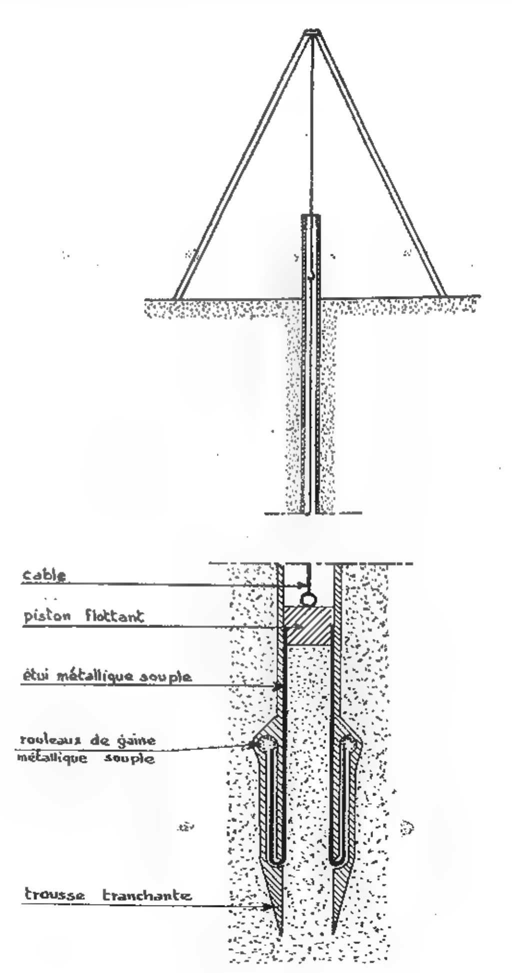



FIG. XII-2. — Principe du carottier suédois à gaine métallique souple.

L'exécution de telles reconnaissances présente trois difficultés :

— la perforation ou la désagrégation du sol,
— la remontée des éléments ou des échantillons remaniés ou non,
— la tenue de la partie supérieure du forage.

De très nombreuses techniques ont été mises au point par différents constructeurs en fonction de la nature des sols rencontrés (cohérents ou pulvérulents, roches tendres ou compactes).

En ce qui concerne la reconnaissance géotechnique, on utilise fréquemment le matériel « Hammergrab-benoto ». Il consiste à enfoncer un tube muni d'un sabot et à extraire le sol à l'aide de curettes qui peuvent être munies d'un trépan pour briser les blocs ou les roches.

La percussion peut être remplacée par la rotation (procédé « Rotary » employé pour la première fois en 1901).

Très souvent, pour assurer la stabilité des parois du forage, on a recours à des boues spéciales thixotropes (à l'argile, à l'huile ou à l'amidon). Les boues à la bentonite ont été utilisées d'abord pour les forages pétroliers et ensuite pour les réalisations des parois moulées (cf. chapitre VIII).

Les prélèvements d'échantillons intacts s'effectuent, soit par rotation dans les terrains cohérents résistants, soit par battage de carottiers spéciaux dans les terrains meubles (carottiers Kjellmann ou Bishop). La figure XII-1 représente des modèles de carottiers couramment utilisés. Le prélèvement d'échantillons est une technique délicate et difficile, qui ne doit être effectuée que par des spécialistes (Fig. XII-2).

Les terrains grossiers (gravier, sables graveleux, éboulis, moraines) posent des problèmes très difficiles de carottage, les échantillons prélevés par les méthodes classiques (benoto, soupape) sont toujours fortement remaniés et leur granulométrie est souvent modifiée par la perte de fines, surtout lorsqu'on les remonte à travers plusieurs mètres d'eau. Par contre, le carottage par vibropercussion (brevet SIF-Bachy) permet de prélever économiquement des échantillons représentatifs de ces terrains difficiles.

### 12.1.3 Prospection électrique.

#### Principes de la méthode.

La méthode consiste à faire passer un courant électrique dans le terrain au moyen de deux électrodes enfoncées dans le sol. Au moyen de deux autres électrodes, on mesure la différence de potentiel produite par le passage du courant.

On appelle dispositif la configuration géométrique des électrodes. Les plus utilisés sont les dispositifs symétriques (Fig. XII-3).

Une formule simple permet de calculer la « résistivité apparente » du terrain. Elle est exprimée en ohm × mètre et caractérise les paramètres électriques



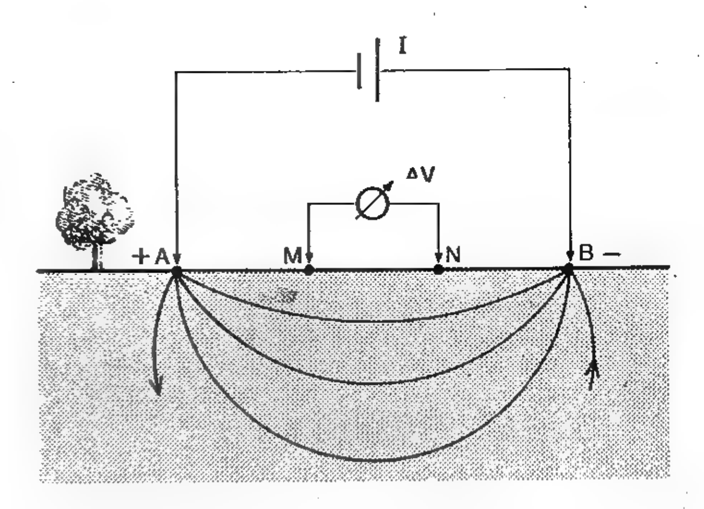



FIG. XII-3. — Principe de la prospection électrique.

du terrain concerné. Le tableau ci-dessous donne des valeurs typiques de résistivités.

| | | | |
|---|---|---|---|
| *Terrains meubles saturés* | | | |
| Argiles | environ | 10 | ohms × mètre |
| Moraines | — | 30 | — |
| Sables | — | 80-100 | — |
| Gravier | — | 200 | — |
| *Roches consolidées* | | | |
| Schistes argileux | environ | 20 | — |
| Roches marneuses et gréso-marneuses (molasses) | — | 20-50 | — |
| Grès | — | 150 | — |
| Calcaires marneux | — | 150-500 | — |
| Calcaires francs | plus de | 500 | — |
| Granites | plus de | 1 000 | — |

Une remarque importante s'impose. Certaines roches, très différentes du point de vue géotechnique, peuvent présenter des résistivités identiques. C'est le cas, par exemple, des sables meubles et de certains grès marneux. Il faudra alors avoir recours à des informations supplémentaires tirées de la géologie, de la sismique ou des forages.

**Méthodes de prospection et interprétation des résultats.**

Il existe deux méthodes principales de prospection : la prospection verticale par sondage électrique et la prospection horizontale ou en couverture par traînées électriques.

a) *Sondages électriques.*

Cette méthode découle du fait que plus les électrodes par lesquelles on envoie le courant sont écartées plus le volume dans lequel le courant circule est grand et partant, plus la profondeur d'investigation est importante.

La mise en œuvre consiste donc à effectuer une série de mesures en écartant de plus en plus les électrodes $A$ et $B$ d'envoi du courant.

On présente conventionnellement les résultats sur un graphique bilogarithmique.

En ordonnée figure la moitié $OA$ de l'écartement $AB$ des électrodes et en abscisse la résistivité en ohm mètre (Fig. XII-4).

L'interprétation peut se faire soit graphiquement avec des abaques soit par ordinateur.

Elle permet de déterminer la résistivité des différentes couches en présence ainsi que leur épaisseur et leur profondeur.

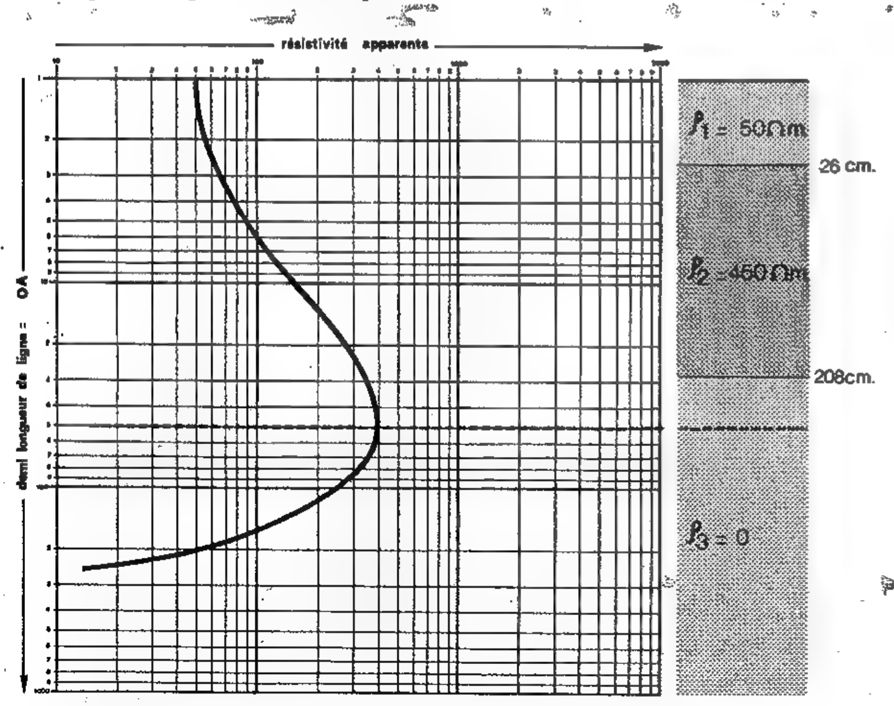



FIG. XII-4. — Exemple de diagramme de prospection électrique.



Un sondage électrique et son interprétation n'ont de sens que dans la mesure où l'on travaille dans une zone homogène. La seconde méthode, celle des traînées permet de s'en assurer.

b) *Traînées électriques.*

Cette méthode consiste à répéter en plusieurs stations, les mêmes mesures de résistivité avec un dispositif identique (le dispositif a seulement subi une translation à la surface du sol pour passer d'une station à l'autre). Ces mesures sont ensuite reportées sur des cartes et l'on trace les courbes d'équirésistivité qui mettent en évidence les zones homogènes et les anomalies.

Si l'on choisit un axe on peut établir un profil de résistivités.

On parle souvent de profondeur d'investigation pour cette méthode. Celle-ci dépend de plusieurs facteurs, notamment de la résistivité des couches et de la dimension du dispositif. On donne souvent un ordre de grandeur de la profondeur d'investigation variant de $AB/4$ à $AB/10$ (cf. Fig. XII-3). Ceci est à considérer avec prudence.

**Mesure de la teneur en eau.**

Cet essai utilise le fait que la résistance d'une cellule de mesure varie en fonction de la teneur en eau du milieu dans laquelle elle se trouve placée. Ce type d'appareil nécessite certaines précautions, il faut assurer une bonne liaison entre le sol et la cellule. Il faut éviter aussi que la mise en place de la cellule ne modifie les conditions d'humidité du sol. De plus, un étalonnage sérieux en laboratoire est nécessaire. Cependant, cette méthode présente le grand avantage de permettre des comparaisons dans le temps et dans l'espace. En effet, les cellules de mesures peuvent être multipliées et surtout maintenues dans le sol pendant de longues périodes.

### 12.1.4 Sismique réfraction.

**Principe et fonctionnement.**

Un ébranlement mécanique (choc ou explosion) se propage dans le sous-sol avec des vitesses qui diffèrent suivant les terrains traversés. Cette célérité des ondes sismiques dépend essentiellement de la compacité des couches considérées. La sismique réfraction tire parti de ce phénomène.

C'est ainsi que pour des sols de faible compacité : terre végétale, tourbe, graviers, argiles non consolidées ou décomprimées, la célérité varie entre 300 et 600 m/s. Elle est comprise entre 500 et 1 500 m/s pour les roches meubles compactes, argiles précomprimées, sables fins, couches meubles aquifères. Elle peut atteindre 1 500 à 7 000 m/s dans les roches compactes, telles que les calcaires, les granits, les basaltes. Ainsi, tout appareillage de sismique est conçu pour mesurer des célérités.

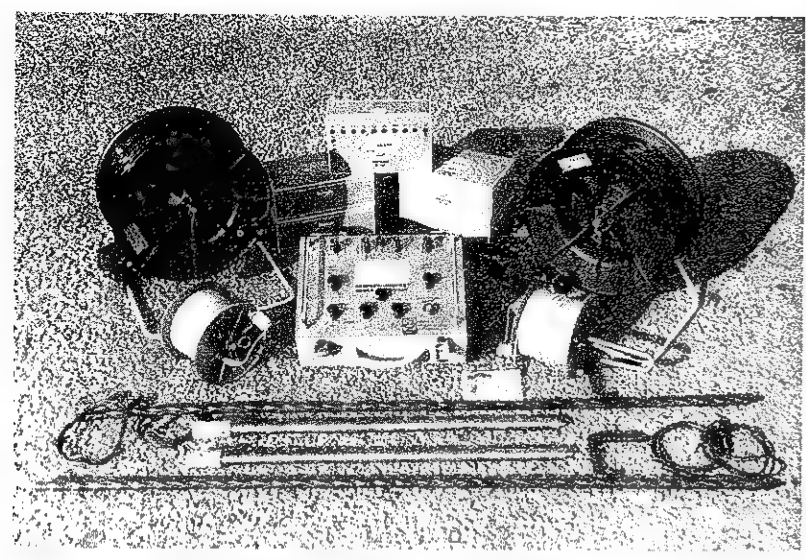


FIG. XII-5. — Equipement de prospection électrique BEVAC PR1-AM.

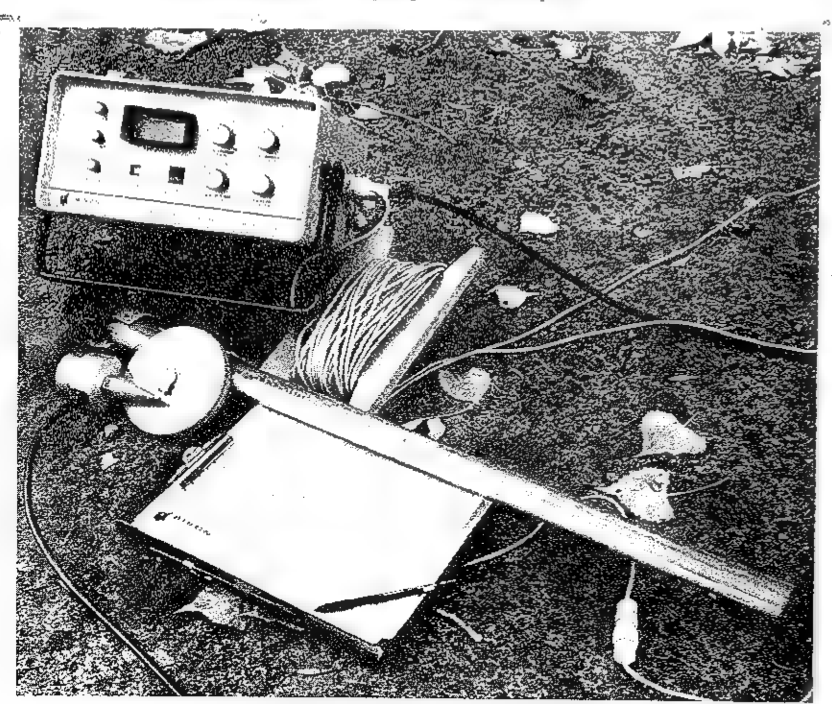


FIG. XII-6 *a*. — Sismique réfraction.
Appareil Bison 1570 B avec mémoire électronique.

FIG. XII-6 *b*. — Prospection sismique réfraction avec appareil Bison 1570 C (BEVAC).

Un émetteur d'ondes mobile (dame ou marteau) permet de créer des ébranlements. Un capteur fixe, ou géophone, recueille les ondes transmises par le sous-sol. Un appareil de mesure permet de connaître le temps écoulé entre le choc et sa réception. On peut observer sur un tube cathodique la forme et l'amortissement de l'onde avec certains modèles tels que le Terra-Scout, le Bison 1575 ou le Bison 1570 *B* (Fig. XII-6 *a*), ou 1570 *C* (Fig. XII-6 *b*).

Dans la grande majorité des cas, pour le proche sous-sol, les couches superposées présentent des célérités croissantes vers le bas. On admet que l'onde de choc se propage en ligne droite dans un terrain donné, ne changeant de direction que lorsqu'elle pénètre dans un terrain différent (réfraction de l'onde).

On considère deux couches différentes superposées *A* et *B*, la couche supérieure *A* a une célérité $V_1$ inférieure à la célérité $V_2$ de la couche inférieure *B*. L'onde créée va pouvoir atteindre le géophone en empruntant deux chemins différents (Fig. XII-7) :

un chemin lent mais plus court par le terrain *A*,
un chemin rapide mais plus long par le terrain *B*.

Lorsque le géophone et l'émetteur d'ondes seront proches, c'est l'onde passant par le terrain *A* qui atteindra le capteur la première (chemin court) puis, lorsque le point d'ébranlement sera suffisamment éloigné du géophone, c'est l'onde passant par le terrain *B*, qui arrivera la première (chemin plus long, mais vitesse plus grande).

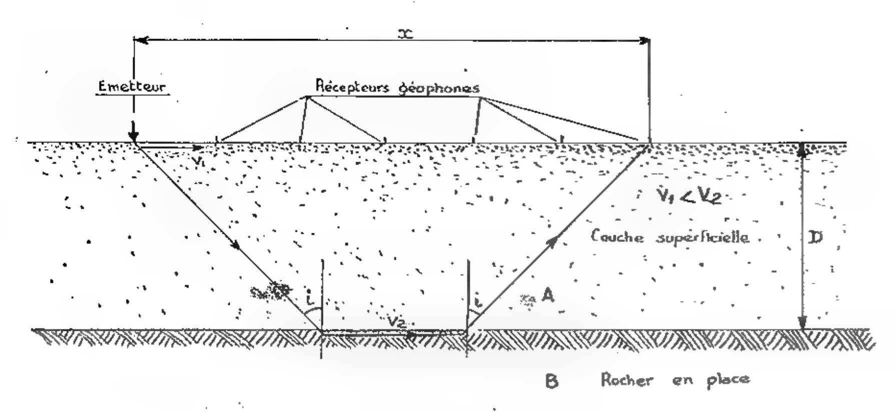



FIG. XII-7. — Sismique réfraction.

Si l'on reporte sur un graphique, en abscisse les distances entre le point d'ébranlement et le géophone et en ordonnée les temps mesurés, on obtient une courbe *dromochronique* qui est normalement formée de segments de droites correspondant aux diverses couches du sous-sol (Fig. XII-8). Ces segments de droites ont une inclinaison inversement proportionnelle à la célérité dans le milieu considéré. On peut donc ainsi trouver les vitesses cherchées.

On peut calculer de la manière suivante le niveau $D$ du toit de la seconde couche, c'est-à-dire l'épaisseur de la première couche en fonction de $C$, distance horizontale correspondant au changement de célérité sur la courbe dromochronique (Fig. XII-8).

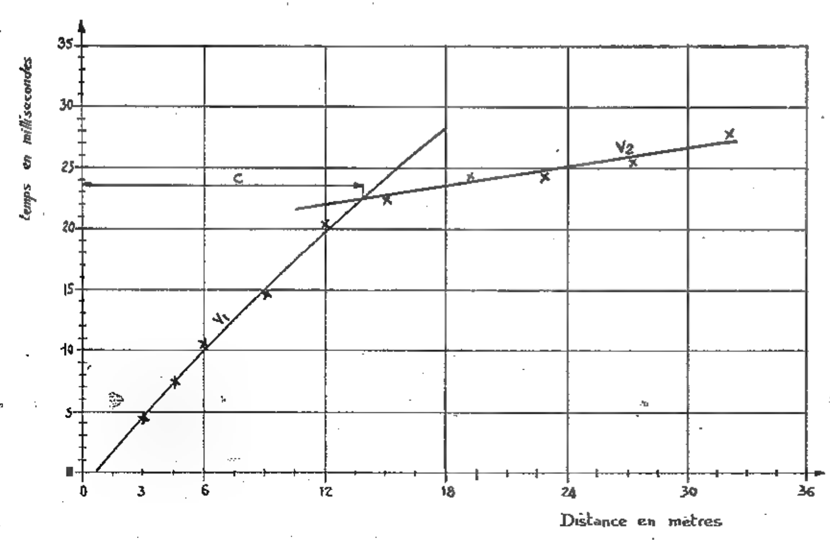



FIG. XII-8. — Courbe dromochronique.



Entre l'émetteur et le géophone situé à la distance $x$ (Fig. XII-7) le temps de parcours en surface est égal à $\frac{x}{V_1}$.

Le temps de parcours du rayon réfracté est égal à :

$$\frac{2D}{V_1 \cos i} + \frac{x - 2D \operatorname{tg} i}{V_2}.$$

Lorsque les deux durées de parcours sont égales, $x = C$ d'où :

$$\frac{C}{V_1} = \frac{2D}{V_1 \cos i} + \frac{C}{V_2} - \frac{2D \operatorname{tg} i}{V_2}$$

$$C(V_2 - V_1) = \frac{2D}{\cos i}(V_2 - V_1 \sin i)$$

mais d'après le principe Fermat on a :

$$\sin i = \frac{V_1}{V_2}.$$

Il en résulte que :

$$D = \frac{C}{2}\sqrt{\frac{V_2 - V_1}{V_2 + V_1}}.$$

Un calcul un peu plus complexe, permet d'être renseigné dans le cas de trois ou quatre couches différentes. L'erreur est de l'ordre de 5 à 10 %. Un excellent expérimentateur peut éventuellement la réduire à une valeur plus faible dans certains cas. Une interprétation graphique très simple est aussi possible par abaque, sans calculs.

Les appareils, comme le Terra-Scout ou les Bison avec un ou deux capteurs (géophone), qui permettent de se rendre compte de la forme de l'onde et de son amortissement offrent un élément supplémentaire de détermination. D'autres appareils multi-pistes à 12, 18 ou 24 canaux sont équipés d'une caméra polaroïd ou de papier sensible à défilement continu. Un autre avantage réside dans le fait qu'il est possible de répéter plusieurs impacts successifs au même endroit. La mémoire de l'appareil cumule des signaux. On obtient ainsi une grande sensibilité tout en réduisant les effets parasites. Cela permet aussi d'augmenter la profondeur d'investigation.

**Avantages et possibilités.**

Cette méthode a le mérite d'être non destructive et surtout d'être rapide. En effet, une équipe bien entraînée (un opérateur et un manœuvre) peut réaliser un sondage sur le terrain en 10 à 30 minutes suivant le nombre d'impacts. La distance entre le géophone et le marteau peut atteindre 200 m dans des

conditions favorables. Un opérateur peut travailler seul avec les appareils Bison grâce à leur mémoire électronique. L'interprétation demande un temps équivalent. Les méthodes d'utilisation (mesures en aller retour, mesures rapprochées en lignes) permettent de connaître l'inclinaison du substratum et même d'estimer l'allure des différentes couches du sous-sol lorsqu'elles se présentent sous une forme continue.

Des progrès récents (travaux du physicien suisse Grangier) permettent l'interprétation des cas difficiles (présence de blocs dans des éboulis ou des moraines, importantes irrégularités d'un substratum).

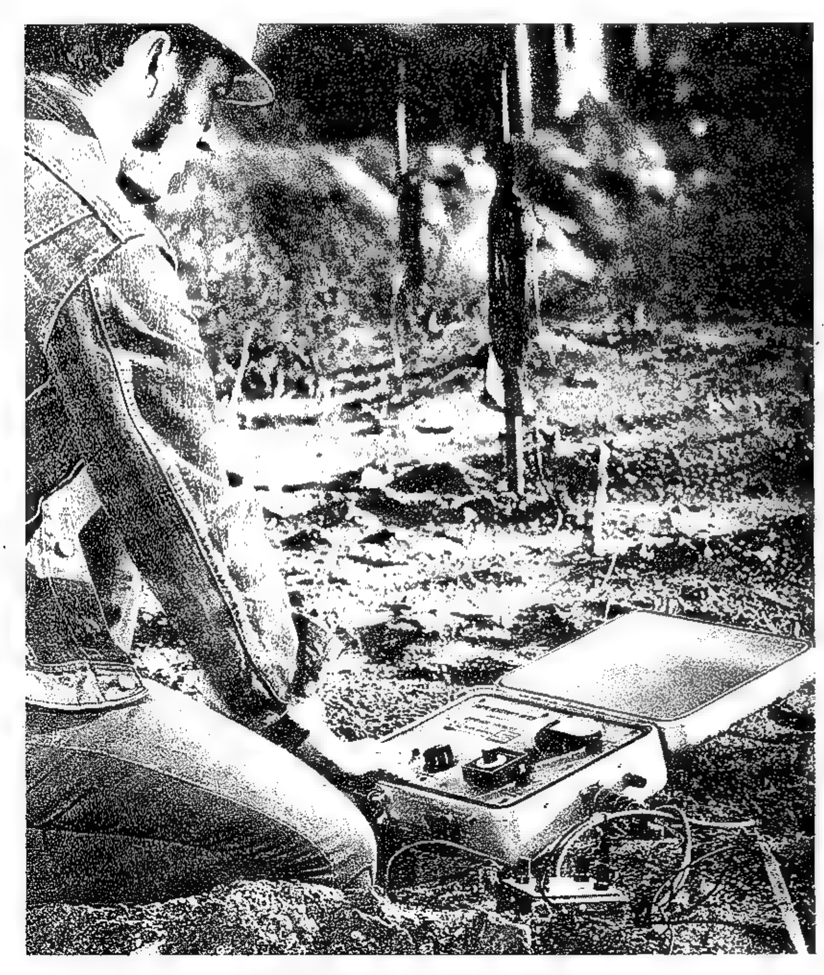


FIG. XII-9. — Résistivimètre Soiltest, modèle R-250 ; Méthode Lee ; Profondeur 15-20 mètres.



La profondeur courante d'investigation est de 10 à 20 m avec possibilité d'atteindre des profondeurs de l'ordre de 100 à 200 m dans certains cas très favorables. D'une manière générale, la profondeur explorée est comprise entre 20 et 40 % de la distance qui sépare l'émetteur du récepteur.

Les résultats obtenus sont les vitesses de propagation des ondes dans les milieux rencontrés ainsi que les épaisseurs. Par comparaison avec des milieux de référence, il est alors possible d'avoir une idée de leur nature géologique. Cette méthode est donc applicable à certains problèmes de fondations ainsi qu'à l'étude des nappes alluviales, des glissements, des gravières et sablières, etc.

Le gel modifie les célérités et fausse les résultats. Une source proche de vibrations (vent violent dans les arbres, passage de trains, circulation d'engins de travaux publics) provoque des ondes parasites qui peuvent interdire les mesures si l'on ne dispose pas d'un appareil avec dispositif de cumul des mesures. Mais surtout, lorsqu'on rencontre un terrain à forte célérité surmontant un terrain à célérité plus faible, ce dernier n'est pas repérable car l'onde profonde ne peut en aucun cas rattraper l'onde de surface.

La figure XII-9 montre le dispositif de l'émetteur automatique pour prospection sismique Soiltest, modèle R-250.

### 12.1.5 Sondages destructifs avec enregistrement des paramètres de forage.

Un sondage traditionnel carotté coûte généralement très cher. A l'opposé, un simple sondage destructif apporte peu d'informations. Par contre, on obtient des résultats très intéressants à l'associant à un appareil enregistreur de différents paramètres de forage.

Cette méthode, dite « diagraphie instantanée » permet d'obtenir l'enregistrement sur graphiques des différentes grandeurs physiques (paramètres de forage) disponibles, traduisant les actions de la foreuse accompagnées des réponses du terrain.

L'appareil permet notamment, après étalonnage sur un sondage carotté et interprétation des enregistrements, de retrouver et situer avec précision les différentes couches traversées, de détecter les hétérogénéités à l'intérieur d'une même couche, de localiser les cavités ou les blocs. Il permet d'apprécier les différences de dureté d'une couche réputée homogène (argile, marne, roche).

Les paramètres enregistrés simultanément sont :

— la vitesse instantanée d'avancement de l'outil,
— la poussée appliquée sur les tiges de forage,
— le couple exercé sur les tiges,
— la pression du fluide de perforation.

L'enregistrement des diverses courbes s'effectue sur une bande de papier graphique dont le déroulement est proportionnel à l'avance de l'outil, ce qui facilite l'analyse en fonction de la profondeur du forage.

L'enregistreur peut être associé à tous les types d'outillage de forages, à rotation ou à percussion.

La saisie automatique des valeurs des paramètres avec prétraitement informatisé, et l'enregistrement sur cassettes, permet une utilisation ultérieure intéressante : restitution graphique à échelle discrétionnaire, manipulation pour faire ressortir tel ou tel paramètre.

Pour étudier un terrain donné, les spécialistes du forage choisissent une combinaison de différentes actions à exercer par la machine : pression sur

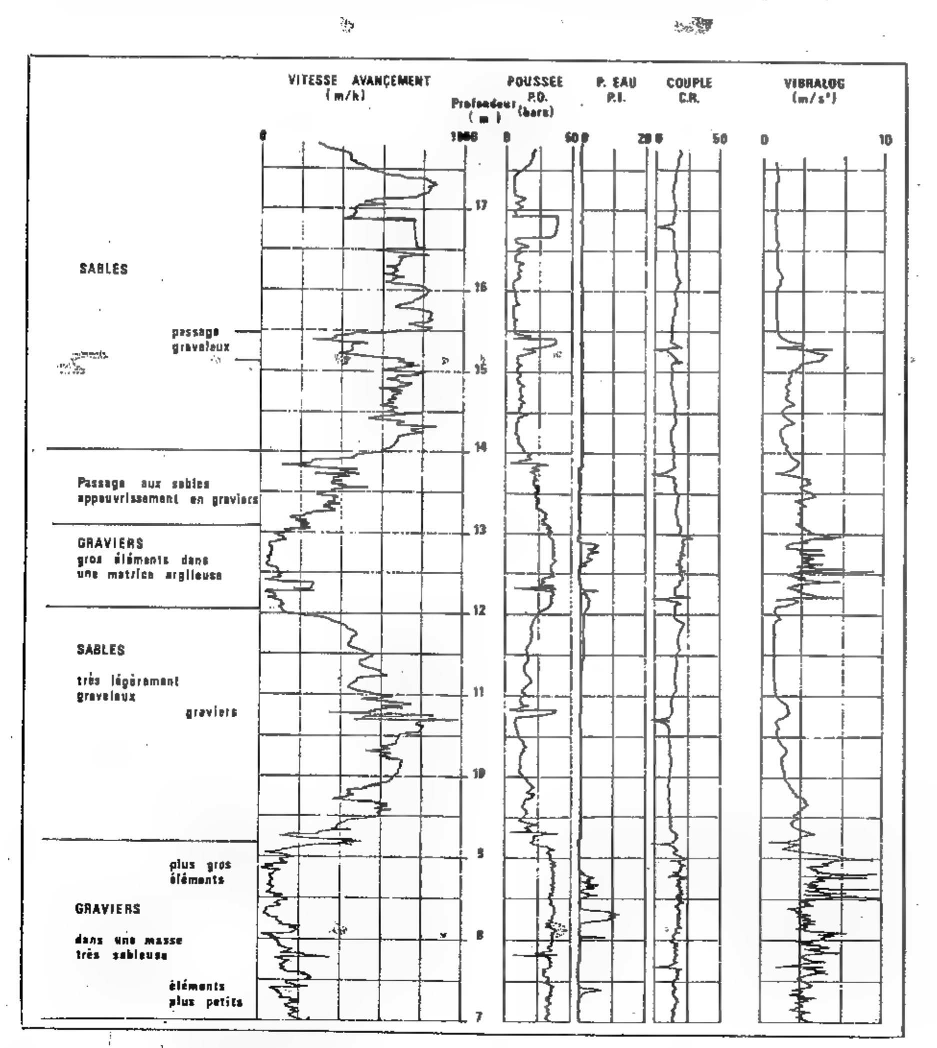



FIG. XII-10. — Enregistrement de 5 paramètres (sondeuse hydraulique — région lyonnaise).



l'outil, vitesse de rotation ou énergie de percussion, pression et débit du fluide de perforation.

De plus, le foreur est susceptible de percevoir des réponses du terrain comme :

— la vitesse d'avancement,
— la vibration du train de tiges ou de la machine, le son du marteau,
— l'obturation plus ou moins forte du circuit de fluide de perforation entre le niveau de l'outil et le terrain de surface.

C'est ainsi qu'il peut établir d'après son expérience une « coupe sondeur » basée sur la nature et les variations qualitatives des facteurs ci-dessus, et complétée par l'examen des débris de forage remontés à la surface. Cette coupe sondeur a toujours présenté un très grand intérêt même lorsqu'il y a prélèvement de carottes.

Les progrès des techniques de captation et d'enregistrement ont permis de mesurer et d'inscrire automatiquement en continu la variation des paramètres pendant l'action de forage (Fig. XII-10). Il existe un capteur (le « vibralog » de la société Lutz) de la percussion réfléchie (ou partie d'énergie de choc non absorbée par le terrain) très utile pour l'interprétation de la rotopercussion.

On ne donnera pas ici de liste exhaustive des enregistrements possibles et de leurs interprétations, cette étude relève d'un traité de forage.

L'apport principal des méthodes d'enregistrement est de rendre beaucoup plus économiques les reconnaissances de zones dans les terrains hétérogènes comprenant blocs ou massifs de rocher dur, alternances dur-tendre, recherche de vides, et en général les terrains difficilement sondables par d'autres méthodes.

Il convient cependant de s'assurer que les forages se sont déroulés dans de bonnes conditions car, si la méthode de forage choisie était mal adaptée, les difficultés d'exécution du forage (manœuvres fréquentes, amorces de coincement, bourrage, ébranlement de la foreuse) rendraient l'enregistrement difficile ou même inexploitable pour ne pas dire trompeur.

### 12.1.6 Essais de chargement.

Les essais de chargement direct de fondations réelles sont certainement très intéressants, mais, comme on l'a indiqué dans l'article 10.3, ils sont longs et coûteux (60 000 à 100 000 F) et réservés uniquement aux pieux.

Ne pouvant charger les radiers jusqu'à la rupture, on a cherché pour les fondations superficielles à effectuer des essais comparatifs *à la plaque*. Si ceux-ci peuvent être intéressants pour déterminer, dans les tunnels par exemple, le module élastique des roches ou dans les essais routiers pour mesurer le module de Westergaard, ils n'apportent que des renseignements qu'il faut considérer avec circonspection pour les fondations superficielles proprement dites.

L'essai à la table ressemble beaucoup dans son principe à l'essai à la plaque. Par l'intermédiaire d'une table de chargement ayant un pied d'une surface de 100 à 400 cm² on exerce sur le sol des charges de plus en plus importantes. On mesure les tassements en fonction de cette charge croissante (Fig. XII-11).

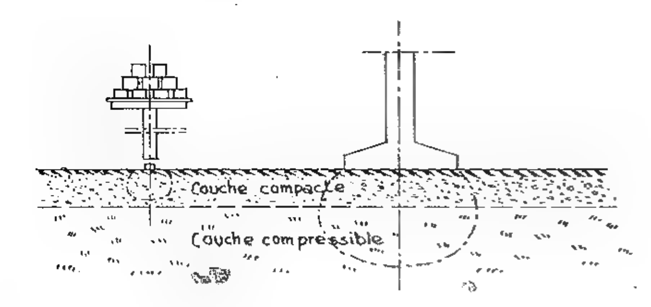



FIG. XII-11. — Essai à la table.

Lorsque la courbe obtenue ressemble à celle de la figure IX-3 *a*, l'interprétation est facile. Dans le cas d'une courbe effort-déformation semblable à celle de la figure IX-3 *b*, l'interprétation est délicate. Mais ce n'est pas là encore le reproche le plus grave à faire à cet essai. En effet, la figure XII-11 montre immédiatement que dans le cas d'une bi-couche les résultats obtenus peuvent être absolument sans signification. Les bulbes de pression existant sous le pied de la table ou sous une semelle, et *a fortiori* sous un radier, n'ont rien de commun et une couche compressible située à faible profondeur qui n'aura pas été influencée par la table subira des tassements importants sous l'action de l'ouvrage.

*L'essai à la table est donc à condamner formellement sauf si l'on sait d'une manière certaine que les couches sous-jacentes sont homogènes.*

### 12.1.7 Essais dynamiques.

Pour étudier le comportement des sols soumis à des sollicitations périodiques du type de celles provoquées par les séismes et les machines vibrantes, il est nécessaire de mesurer leurs caractéristiques dynamiques ainsi que la variation de leur résistance et de leur déformabilité en fonction du mode d'application des sollicitations.

Les principales caractéristiques dynamiques dont on recherche la détermination au cours de ces essais sont les suivantes :

— le module d'élasticité dynamique,
— le module de cisaillement dynamique,
— le taux d'amortissement critique,
— l'évolution des pressions interstitielles.

Ces caractéristiques sont mesurées dans une plage de déformation relative bien déterminée allant généralement de $10^{-5}$ à $10^{-2}$ environ.

Les principaux types d'essais dynamiques sur éprouvettes en laboratoire sont les suivants :



— l'essai à l'appareil triaxial dynamique,
— l'essai à la boîte de cisaillement dynamique,
— l'essai à la table vibrante,
— l'essai à la colonne résonnante.

Les « essais dynamiques *in situ* » sont des essais effectués dans des forages spécialement disposés et équipés pour permettre la mesure de la vitesse de propagation des ondes de volume et de cisaillement dans chacune des formations reconnues de la masse de sol étudiée.

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées selon le but recherché, on se contentera de citer leurs noms :

— la méthode « downhole » (sondage en descendant),
— la méthode « uphole » (sondage en remontant),
— la méthode « crosshole » (sondage d'un point à l'autre).

Compte tenu des faibles énergies mis en œuvre, les déformations induites au cours de ces essais restent petites (de l'ordre de $10^{-6}$) et seule la valeur maximale du module de cisaillement $G$ est mesurable. Ces méthodes ne permettent pas de déterminer avec précision la valeur de l'amortissement propre des sols.

Par ailleurs, la mise en œuvre de la méthode « crosshole » implique une très grande précision dans le parallélisme des forages et dans la détermination du temps d'arrivée de l'onde secondaire.

Les processus de ces essais dont l'usage est loin d'être généralisé ne sont pas encore normalisés. On peut se rapporter sur ce point aux publications spécialisées telles que :

— Dynamic Geotechnical Testing ASTM-STP 654
ou — Journal of Soil Mechanics and Foundation Division de l'ASCE.

## 12.2 SCISSOMÈTRE, RHÉOTEST, PRESSIOMÈTRE.

### 12.2.1 Scissomètre.

Cet essai, appelé par les anglo-saxons Vane Test, a fait son apparition en Suède et en Angleterre vers 1948. Il consiste à mesurer dans les argiles molles saturées le couple de torsion nécessaire pour faire tourner un cylindre de terrain autour d'un axe de symétrie vertical au moyen de deux plaques rectangulaires, identiques, enfoncées préalablement dans la couche à étudier, formant quatre dièdres droits ayant pour arête commune verticale l'arbre de torsion (Fig. XII-12).

Dans la rotation, les bords de la plaque engendrent une surface de révolution. Aucun drainage de l'eau n'est possible, l'essai donc doit être assimilé à un essai

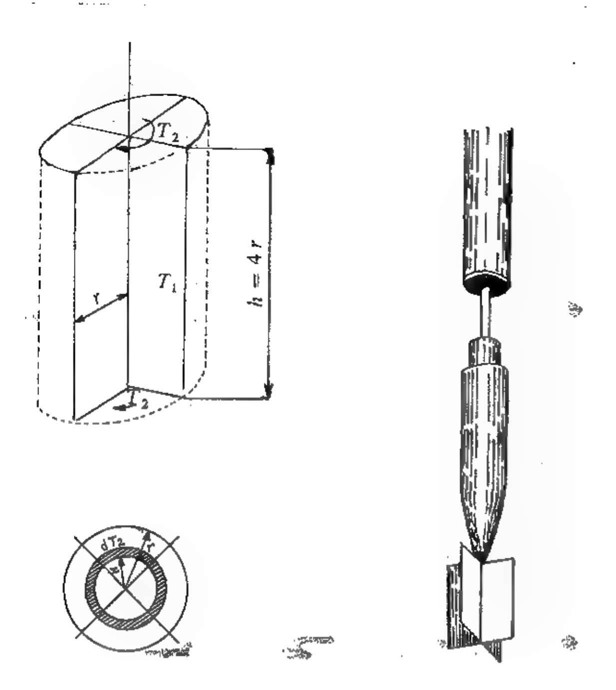



FIG. XII-12. — Scissomètre.

non drainé. La contrainte de cisaillement développée en tous points sur la surface de révolution est à l'origine d'un couple résistant qui est égal, lors du glissement, au moment de torsion exercé. Il est donc facile de calculer la cohésion.

En appelant :

$T_1$ ... le couple résistant sur la surface cylindrique verticale,

$T_2$ ... le couple résistant sur chacune des deux bases horizontales du cylindre.

Le moment résistant total $T$ enregistré par l'appareil est égal à :

$$T = T_1 + 2\,T_2\,.$$

Soit $r$, le rayon des ailettes, on a

$$T_1 = (2\,\pi r h)\,r c_u = 2\,\pi h r^2\,c_u = 8\,\pi r^3\,c_u$$

(la hauteur $h$ est le double du diamètre).

Pour calculer $T_2$, on divisera chaque base en une série d'anneaux concentriques élémentaires :

$$\mathrm{d}T_2 = (2\,\pi x\,\mathrm{d}x).x.c_u = 2\,\pi x^2\,\mathrm{d}x.c_u$$



et

$$T_2 = c_u \int_0^r 2\,\pi x^2\,\mathrm{d}x = \frac{2\,\pi}{3}\,r^3.c_u\,.$$

On a donc :

$$T = 8\,\pi r^3\,c_u + \frac{4\,\pi}{3}\,r^3\,c_u = \frac{28}{3}\,\pi r^3\,c_u$$

et par suite :

$$\boxed{c_u = \frac{3}{28}\cdot\frac{T}{\pi r^3}}\,.$$

Cet essai qui n'est utilisé que dans les milieux purement cohérents s'est développé d'une manière extraordinaire aux Etats-Unis et dans les autres pays d'Amérique. Après les expériences de Calding et Odenstad (1950), Skempton (1948), Benett et Mecham (1953) le Bureau of Reclamation de Denver (Colorado) a mis au point à partir de 1954 un appareil relativement perfectionné pour ce type d'essai. Trois types d'ailettes sont adaptables (5, 7,5 et 10 cm de diamètre, la hauteur des pales étant toujours le double du diamètre). Un dispositif spécial élimine, dans les mesures effectuées, l'influence du frottement sur l'appareillage.

Ces trois types de pales ou ailettes permettent de mesurer la résistance au cisaillement avec des sensibilités différentes, le petit diamètre est utilisé pour les faibles résistances (moment de torsion de 40 Nm) le grand diamètre pour les grandes résistances, le moment maximal étant limité à 300 Nm environ.

Les ingénieurs américains ont également mis au point un petit appareil, qui pourrait être appelé scissomètre de poche, employé pour mesurer *in situ* ou en laboratoire la résistance au cisaillement sur échantillons non remaniés. Cet appareil est fabriqué sous le nom de « Torvane » par « The Slope Indicator Company » de Seattle (U. S. A.)

Ainsi que cela a été signalé au paragraphe 11.4.3 de nombreuses ruptures de remblais sur sol compressible se sont produites ces dernières années. La plupart du temps on a constaté que les courbes de glissement étaient conformes à la théorie, mais par contre que les hauteurs critiques des remblais étaient beaucoup plus faibles que celles prévues à partir des valeurs de $c_u$ mesurées au scissomètre et ce d'autant plus que la plasticité des argiles était forte.

Pour tenir compte de ce fait, Bjerrum dans son rapport général du 5e congrès européen de Madrid, a montré que l'on doit appliquer aux valeurs mesurées au scissomètre un coefficient réducteur variant de manière sensiblement linéaire avec l'indice de plasticité.

En première approximation, on peut utiliser l'expression $1{,}1 - 0{,}005\,I_P$ pour évaluer ce coefficient lorsque $I_P$ est compris entre 20 et 100.

### 12.2.2 Rhéotest.

Le rhéotest est un appareil mis au point par Biarez en 1967, destiné à mesurer les propriétés mécaniques du sol en place. Le principe de l'appareil consiste à cisailler le sol comme dans le scissomètre. Mais ce dernier instrument ne fournit aucun renseignement sur la composante normale de la contrainte le long de la surface de cisaillement ; dans le rhéotest au contraire, on peut se

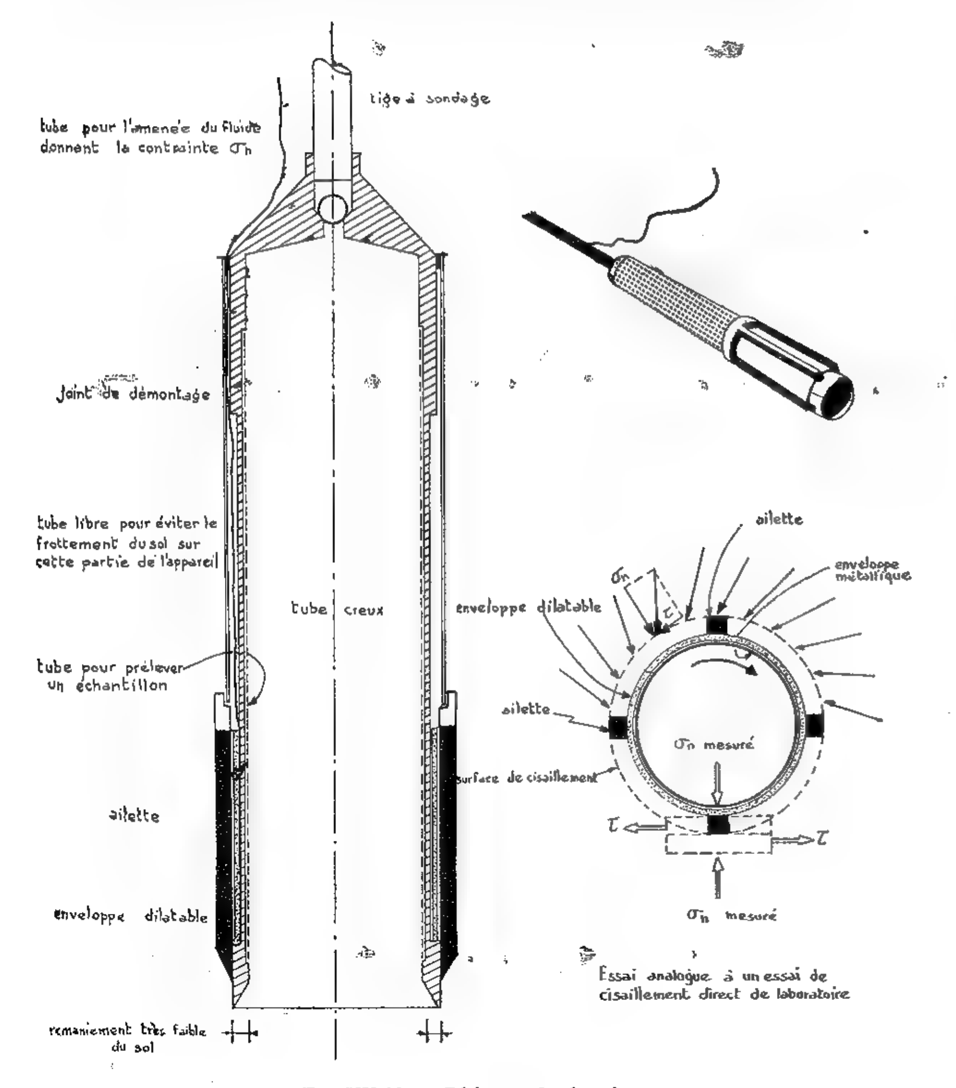



FIG. XII-13. — Rhéotest de chantier.



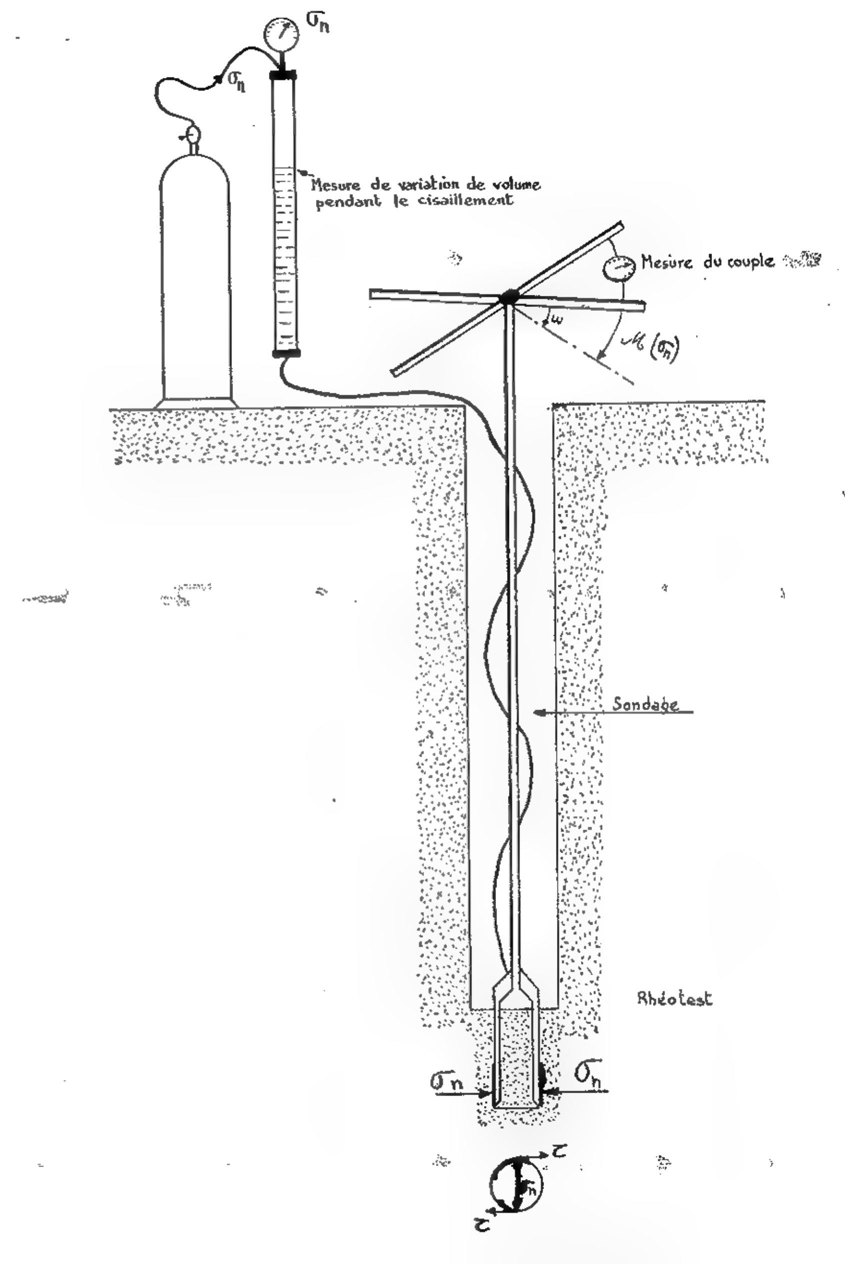



FIG. XII-14. — Utilisation du rhéotest pour la mesure immédiate sur le chantier de l'angle de frottement et de la cohésion.

rendre maître de cette contrainte, ce qui permet de déterminer la courbe intrinsèque par une série de mesures.

L'appareil est composé d'un tube creux de 8 à 10 cm de diamètre extérieur et d'environ 80 cm de longueur (Fig. XII-13). A la partie basse extérieure se trouvent des ailettes parallèles au tube, de 20 à 30 cm de long, qui servent à cisailler le sol, comme les ailettes du scissomètre. Entre le tube et les ailettes se trouve une enveloppe cylindrique de caoutchouc armé, que l'on gonfle pour appliquer au sol la pression normale choisie.

Le rhéotest est enfoncé comme un carottier dans le fond des sondages (Fig. XII-14). Le couple de rotation est mesuré par une clé dynamométrique; on obtient ainsi la composante tangentielle en fonction de la rotation, d'où la courbe intrinsèque apparente (en contraintes totales) comme dans un appareil de cisaillement direct de laboratoire.

On peut mesurer simultanément la variation de volume pendant le cisaillement et diverses relations entre contraintes et déformations. L'appareil permet de prélever un échantillon de sol dans la zone où la mesure a été faite.

Le rhéotest peut être comparé à l'appareil classique de cisaillement direct car il donne immédiatement, sur le chantier, l'angle de frottement et la cohésion. Le rhéotest est utilisable dans tous les sols moyens ou médiocres ; il est exceptionnellement bien adapté à la mesure de l'angle de frottement dans les sables « propres », sans cohésion, habituellement difficiles à étudier par prélèvement d'échantillons intacts.

### 12.2.3 Pressiomètre.

Le principe du pressiomètre a été trouvé dès 1930 par Koegler et Scheidig. C'est à partir de 1957 que Ménard a donné un large essor à ce procédé de reconnaissance.

#### Exécution des essais.

L'essai pressiométrique consiste à effectuer une mise en charge latérale du terrain grâce à une sonde (Fig. XII-15) descendue dans un avant-trou sensiblement de même diamètre, parfaitement réalisé, car il ne doit pas modifier les caractéristiques du sol. Cette sonde est dilatable radialement par application d'une pression interne croissante. On détermine les déformations correspondantes en mesurant la variation de volume de la cellule centrale.

La dilatation est obtenue par injection d'eau sous pression dans une cellule de mesure constituée par une gaine en caoutchouc comprise entre deux cellules de garde de même diamètre, destinées à assurer une répartition sensiblement uniforme des contraintes et des déformations au droit de la cellule de mesure.

L'essai pressiométrique courant est effectué avec une sonde d'un diamètre de 60 mm. On applique une pression croissante suivant une progression arithmétique (de 6 à 14 paliers environ). A chaque palier, on mesure le volume de la



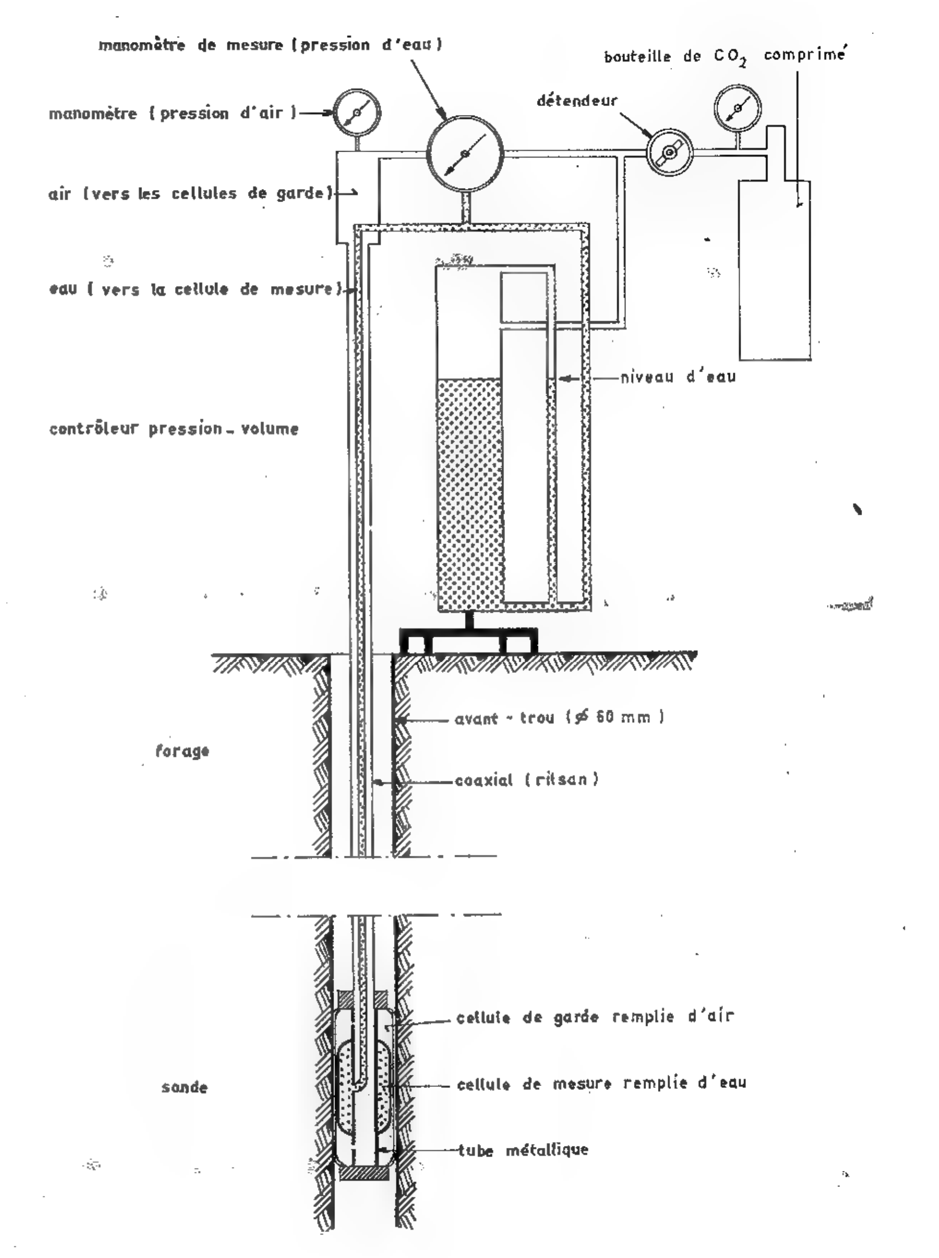



FIG. XII-15. — Pressiomètre et sonde du type G.

cellule 15 secondes, 30 secondes et une minute après la fin de la mise en pression (Fig. XII-16 *a*). Eventuellement les lectures peuvent être poussées jusqu'à 2 minutes lorsqu'on désire déterminer le coefficient de fluage $f_c$ du sol qui est utilisé par Ménard pour prévoir l'évolution du tassement dans le temps.

Ces essais sont exécutés à une profondeur donnée, ils peuvent être répétés sur toute la hauteur de la zone à reconnaître. *Il est recommandé de faire systématiquement un essai tous les mètres pour suivre avec précision les variations de résistance du terrain avec la profondeur.*

Il est nécessaire de souligner, pour terminer, que les essais pressiométriques ne peuvent avoir de signification que si les avant-trous ont été exécutés d'une manière impeccable. Pour leur réalisation, différents outillages sont utilisés :

— tarière,
— tube battu ou vibro-foncé,
— taillant de wagon-drill (super-marteau perforateur),
— outil plein manœuvré en rotation.

Le choix de l'appareil de forage doit être fonction de la nature du terrain à étudier. Il faut absolument éviter, par exemple, d'exécuter un avant-trou par battage dans un terrain argileux qui ne manquerait pas d'être remanié.

On signalera que pour supprimer les inconvénients qui se présentent trop souvent en pratique lors de l'exécution des avant-trous, Jezequel a mis au point au laboratoire régional des ponts et chaussées de St-Brieuc, un dispositif qui permet d'éviter la succession habituelle des opérations : réalisation de l'avant-trou, extraction de l'appareillage et enfin mise en place de la sonde ; mais il ne peut être utilisé que dans les milieux cohérents ; le même auteur a étudié également un pressiomètre à déformation contrôlée (cf. pages 374 et 375).

**Interprétation des essais.**

On reporte les résultats des mesures sur un diagramme de chargement ou courbe pressiométrique (Fig. XII-16).

En abscisses figurent les pressions $p$ lues au manomètre et en ordonnées la variation de volume correspondante $V$. On trace d'ordinaire deux courbes pressiométriques, celle qui correspond à la variation totale de volume $V_{60}$ mesurée une minute après la mise en charge (Fig. XII-16 *b*) et celle qui correspond aux déformations différées $V_{60} - V_{30}$ (Fig. XII-16 *c*).

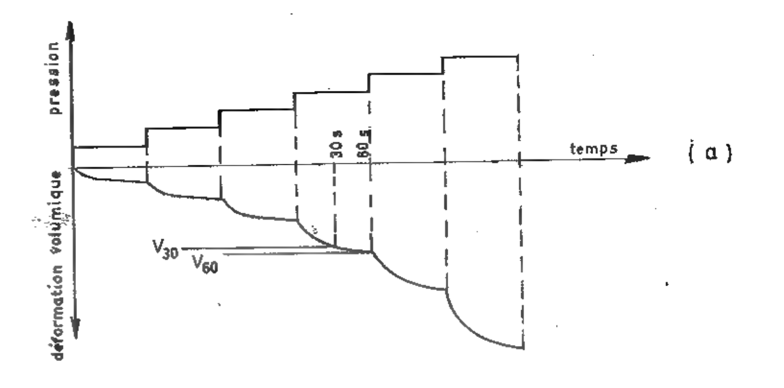
On peut distinguer sur la courbe de la figure XII-16 *b*, cinq phases successives :

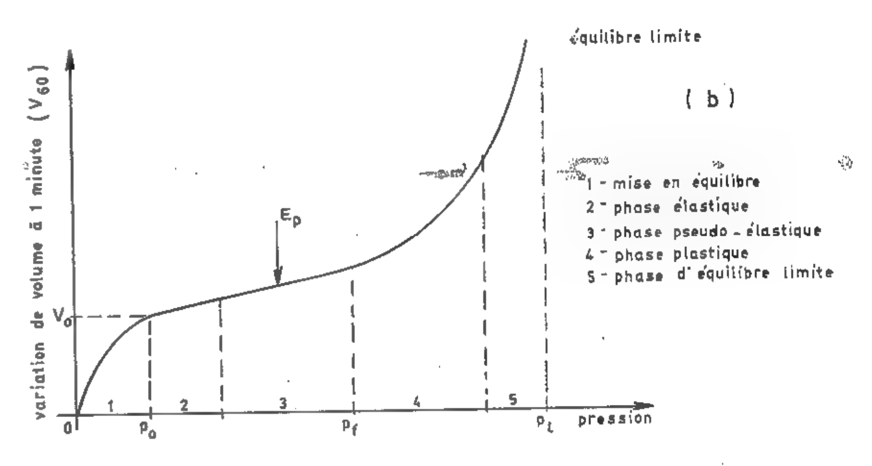
— une phase initiale qui correspond à la mise en équilibre de l'ensemble sonde — forage — terrain,

— une phase élastique pour les très faibles contraintes (cette phase n'apparaît pas toujours sur les diagrammes),

— une phase pseudo-élastique, les déformations restent linéaires, mais des micro-glissements non reversibles se produisent, on peut définir pendant cette phase un module de déformation ou module pressiométrique,





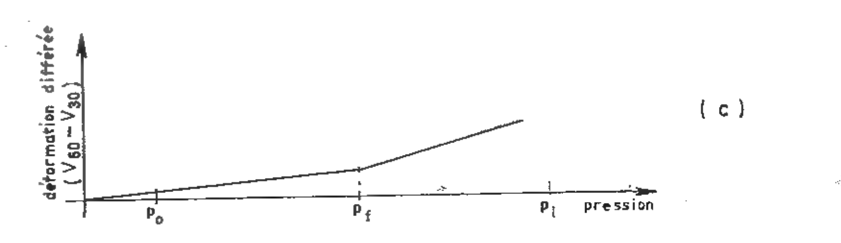




FIG. XII-16. — Courbes pressiométriques.

— une phase plastique, les déformations augmentent et le seuil de plasticité est dépassé, il est caractérisé par une augmentation sensible du fluage ; la pression correspondant à la variation de fluage est appelée pression de fluage ($p_f$) (Fig. XII-16 *c*),

— enfin une phase d'équilibre limite, les déformations deviennent très grandes et tendent vers l'infini pour une valeur asymptotique de $p$ dite pression limite ($p_l$).

Le module pressiométrique $E_p$ sert pour les calculs de tassements, tandis que la pression limite $p_l$, qui correspond par définition à la rupture du terrain, intervient dans les calculs de stabilité des fondations.

La détermination des valeurs réelles de la pression limite et du module pressiométrique doit, en fait, tenir compte de diverses corrections à apporter aux valeurs lues directement sur les appareils. Ces corrections importantes sont dues :

— aux inerties des membranes, de la gaine, et éventuellement du tube lanterné (dispositif spécial de tubage utilisé dans les graviers),
— à la position relative de l'appareil par rapport à la sonde,
— à la position de la nappe phréatique,
— à la dilatation des tubulures plastiques.

Comme on vient de le préciser, la pression limite est l'abscisse de l'asymptote de la courbe pressiométrique. Elle se détermine par examen direct de la courbe. Lorsque la courbe tracée ne permet pas de situer exactement l'asymptote, on a adopté conventionnellement comme valeur de la pression limite, la valeur de la pression qui conduit au doublement du volume de la cavité. Les récents programmes sur calculateurs de poche utilisent cette convention.

L'évaluation du module pressiométrique nécessite, elle, un calcul. Ce module correspond à la phase de déformation pseudo-élastique. Si le matériau était parfaitement élastique (et même linéairement élastique), la variation de volume $\Delta V$ pour une variation de contraintes $\Delta p$ appliquée serait (cf. § 4.1.2) égale à :

$$\frac{\Delta V}{V} = 2\frac{\Delta r}{r} = 2\frac{1+\nu}{E}\Delta p$$

soit $$E = 2(1+\nu)\,V\,.\,\frac{\Delta p}{\Delta V}\,.$$

Ménard adopte la valeur 0,33 pour le coefficient de Poisson et définit le module pressiométrique $E_p$ par la relation :

$$E_p = 2{,}66\,V\cdot\frac{\Delta p}{\Delta V}$$

$V$ et $\frac{\Delta p}{\Delta V}$ sont mesurés sur la courbe pressiométrique, $E_p$ en résulte directement.

A côté de ces deux caractéristiques essentielles, $E_p$ et $p_l$ l'essai permet aussi de déterminer la pression de fluage ou limite élastique $p_f$, le coefficient de fluage, la pression naturelle au repos. Il n'apparaît pas nécessaire d'utiliser pour les études courantes ces données complémentaires dont l'emploi se limite à des cas très spéciaux.



**Résultats des essais.**

L'étude des diagrammes de chargement permet d'obtenir les caractéristiques essentielles du terrain à la profondeur où l'essai a été exécuté.

Le tableau I ci-dessous indique l'ordre de grandeur de $E_p$ et de $p_l$ pour les principaux types de sol.

TABLEAU I

| Sol | $E_p$(MPa) | $p_l$(MPa) |
|---|---|---|
| Vases et tourbes | 0,2-1,5 | 0,02-0,15 |
| Argiles molles | 0,5-3 | 0,05-0,3 |
| Argiles plastiques | 3-8 | 0,3-0,8 |
| Argiles raides | 8-40 | 0,6-2 |
| Marnes | 5-100 | 0,6-6 |
| Sables vaseux | 0,5-2 | 0,1-0,5 |
| Limons | 2-10 | 0,2-1,5 |
| Sable et gravier | 8-100 | 1,2-5 |
| Sables sédimentaires | 7,5-40 | 1-5 |
| Roches calcaires | 80-20 000 | 3 à plus de 10 |
| Remblais récents | 0,5-1 | 0,05-0,3 |
| Remblais anciens | 4-15 | 0,4-1 |
| Remblais graveleux récents bien compactés | 10-15 | 1-2,5 |

Le rapport $\frac{E_p}{p_l}$ est d'ailleurs une caractéristique du type de sol étudié. On trouve des valeurs élevées de ce rapport (12 à 30) pour les sols surconsolidés tandis que les faibles valeurs (5 à 8) se rencontrent plutôt dans les terrains alluvionnaires. Statistiquement, ce rapport varie entre 8 et 12 pour les sols courants.

Le tableau II indique les ordres de grandeur du rapport $E_p/p_l$ pour différents types de sol et dans différents cas. Cette valeur permet de se rendre compte si l'essai a été réalisé dans un terrain en place ou dans un terrain remanié, à moins, toutefois, qu'un remaniement accidentel se soit produit lors d'une des différentes phases de l'essai.

Une valeur inférieure à 4 ou 6, indique généralement un remaniement.

TABLEAU II

Valeurs du rapport $E_p/p_l$

| Type \ Nature | Argile | Limon | Sable | Sable et gravier |
|---|---|---|---|---|
| Surconsolidé .......... | > 15 | > 14 | > 12 | > 10 |
| Normalement consolidé . | 8-15 | 8-14 | 7-12 | 6-10 |
| Sous-consolidé......... | 5-8 | 5-8 | 4-7 | 3-6 |
| Altéré ou remanié | < 5 | < 5 | < 4 | < 3 |

**Utilisation des résultats pressiométriques.**

Les résultats pressiométriques servent pour le calcul de stabilité des fondations superficielles (semelles et radiers), des fondations profondes (pieux) et celui des tassements, dans le cas où les phénomènes de consolidation ne sont pas prépondérants. Les recherches en vraie grandeur, réalisées en particulier au Centre d'études géotechniques de Paris dirigé par L. Ménard, confrontées avec la théorie et les résultats obtenus sur de nombreux chantiers, ont permis de mettre au point des normes précises et des méthodes de calcul pour chaque problème particulier.

Donner des indications détaillées sur ces calculs déborderait par trop le cadre de cet ouvrage. On trouvera dans la littérature spécialisée tous les renseignements nécessaires. On précisera toutefois ci-dessous quelques points concernant la force portante et le tassement des fondations superficielles.

Pour ce qui concerne la capacité portante des fondations superficielles $q_d$, Ménard la calcule dans un terrain homogène, par la formule :

$$q_d = q_0 + k(p_l - p_0)$$

dans laquelle $q_0$ et $p_0$ sont respectivement la contrainte au niveau de la fondation avant sa construction et la pression horizontale du terrain au repos au moment de l'essai et au niveau de celui-ci ; $q_d - q_0$ correspond donc à la surcharge qui entraîne la rupture du sol, c'est à cette surcharge qu'il convient d'appliquer le coefficient de sécurité (3 en général). Le coefficient de proportionnalité $k$ dépend du type de terrain, de la profondeur d'encastrement $D$ et de la forme de la fondation. Ce coefficient varie entre 0,8 et 3 environ et peut même atteindre 9 pour des pieux battus dans des sables ou graviers compacts. Les tableaux III et IV donnent les différents types de terrain retenus et les valeurs du coefficient $k$ pour une semelle carrée et pour une semelle filante, applicables avec les $p_l$ mesurés au pressiomètre Ménard.



TABLEAU III

| Type de sol | Nature | Pression limite (en MPa) |
|---|---|---|
| I | Argile ......................... | 0-1,2 |
| | Limon ......................... | 0-0,7 |
| II | Argile raide et marne ............ | 1,8-4 |
| | Limon compact ................. | 1,2-3 |
| | Sable compressible .............. | 0,4-0,8 |
| | Roche tendre .................. | 1-3 |
| III | Sable et gravier ................ | 1-2 |
| | Roche ......................... | 4-10 |
| III *bis* | Sable et gravier très compact ...... | 3-6 |

TABLEAU IV

Valeurs de $k$ (pour les terrains homogènes)

| $\frac{D}{B}$ | Semelle carrée | | | | Semelle filante | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | I | II | III | III *bis* | I | II | III | III *bis* |
| 0 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| 0,5 | 1,3 | 1,5 | 1,9 | 2,1 | 1,0 | 1,1 | 1,2 | 1,3 |
| 1,0 | 1,6 | 1,8 | 2,5 | 2,8 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,6 |
| 1,5 | 1,8 | 2,1 | 3,0 | 3,3 | 1,2 | 1,4 | 1,6 | 1,8 |

(D'après L. Ménard)

N. B. Les tableaux I, III, IV ne sont applicables ni au pressiomètre autoforeur du L. C. P. C. ni au Camkometer britannique.

Lorsque le terrain est stratifié, on peut utiliser ces résultats en introduisant les notions de pression limite équivalente $p_{l_e}$ et d'encastrement équivalent $D_e$

$$p_{l_e} = \sqrt[3]{p_{l_1} \times p_{l_2} \times p_{l_3}}$$

la pression limite $p_{l_2}$ est mesurée au niveau de la fondation, la pression $p_{l_1}$ à une distance $B$ au-dessus de cette fondation et la pression $p_{l_3}$ à une distance $B$ en dessous.

$$D_e = \frac{1}{p_{l_e}} \int p_l . z . \mathrm{d}z$$

l'intégrale étant prise entre la surface libre du terrain et le niveau de la fondation.

On indique enfin qu'il y a une assez bonne corrélation entre la résistance de pointe au pénétromètre statique $R_p$ (cf. article 12.4) et la pression limite $p_l$. Le rapport $\frac{R_p}{p_l}$ varie de

2,5 à 4 pour les argiles,
5 à 6 pour les limons,
7 à 9 pour les sables.

On peut ainsi comparer les règles de calcul tirées des essais pressiométriques et celles qu'on utilise pour le pénétromètre.

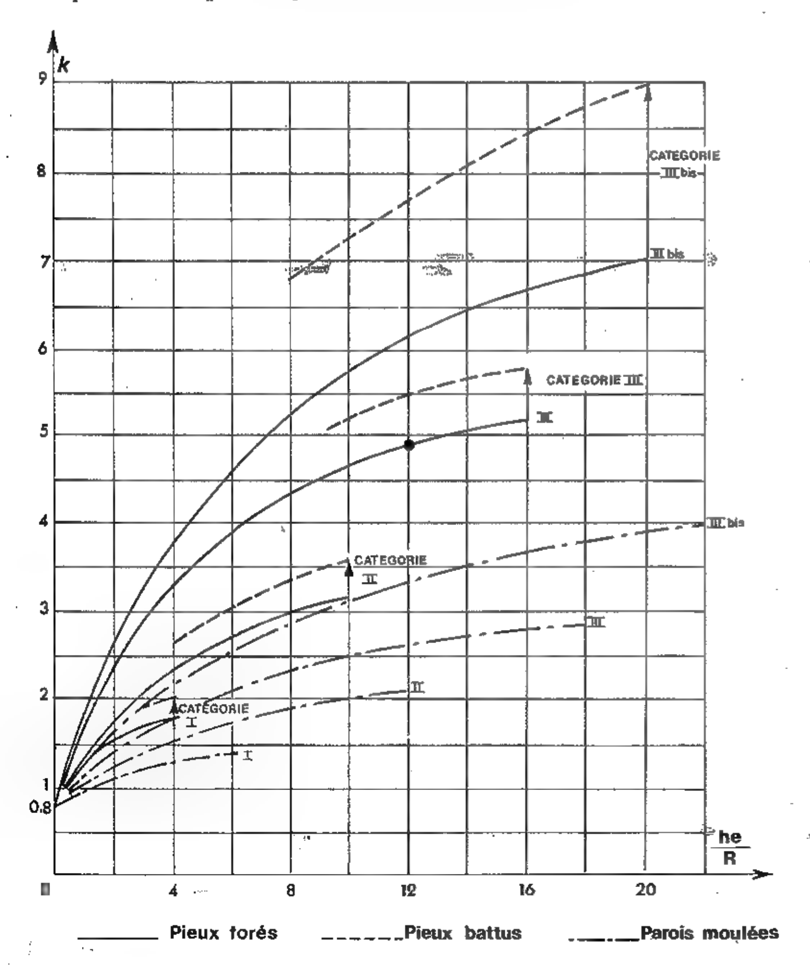



FIG. XII-17. — Facteurs de portance $k$ pour des fondations profondes (d'après Ménard).



Pour ce qui concerne l'estimation de la force portante des fondations profondes, l'interprétation des essais pressiométriques qu'a donnée Ménard, conduit, outre la résistance de pointe classique à distinguer deux termes dans le frottement latéral, pour tenir compte à la base de la fondation d'une augmentation locale de ce frottement.

La résistance de pointe est estimée à partir de la même formule que celle qui a été adoptée pour les fondations superficielles. La figure XII-17 reproduit un abaque de Ménard qui donne le coefficient de proportionnalité $k$ à adopter pour les pieux. Il est d'usage d'appliquer un facteur de sécurité de 3 au résultat ainsi calculé.

Le frottement latéral ordinaire est supposé régner sur toute la longueur du pieu à l'exception de l'extrémité inférieure, sur une hauteur 6 $R$ ($R$ est le rayon du pieu) et de l'extrémité supérieure sur $R$ + 30 cm. Ce frottement peut se calculer à partir du frottement latéral unitaire $\tau_c$.

La figure XII-18 reproduit un abaque de Ménard qui permet d'évaluer ce frottement latéral unitaire en fonction de la pression limite. La figure se rapporte à deux cas différents :

— Les pieux forés et pieux battus traditionnels (courbe $A$).
— Les pieux spéciaux qui mobilisent totalement le frottement latéral (courbe $C$).

Pour les pieux métalliques et pour ceux qui comportent un chemisage permanent, il est conseillé de réduire les valeurs de 20 %, dans les terrains argileux et de 30 % dans les sables et graviers immergés. Pour les parois moulées, on adoptera des valeurs encore plus faibles : la moitié de celles qu'indique la courbe $A$.

Sur ces valeurs, on appliquera un coefficient de sécurité de 2.

Près de la pointe du pieu, Ménard estime que le chargement provoque un serrage du terrain contre la surface latérale et y augmente localement le frottement. Il propose d'apprécier le nouveau frottement latéral unitaire à partir de la courbe $B$ de l'abaque de la figure XII-18. Ces valeurs doivent être réduites dans les mêmes proportions que celles qui ont été indiquées pour le frottement ordinaire pour les cas analogues.

Lorsque $p_l < 0{,}3$ MPa, le frottement latéral peut être négligé, à moins qu'il ne devienne négatif. Dans ce cas, on pourra l'évaluer d'après la figure XII-18 (courbe $D$).

Pour ce qui concerne le tassement des fondations, il faut rappeler qu'il est le résultat de deux phénomènes : la déformation volumétrique (due à la composante de compression des contraintes représentée par un tenseur isotrope) qui met en jeu le phénomène de consolidation quand les sols sont au voisinage de la saturation, et la déformation angulaire (due à la composante de cisaillement des contraintes, représentée par un tenseur déviatoire) qui se manifeste sans variation de volume. La distribution sous une semelle chargée de ces tenseurs varie selon la rigidité de la semelle, mais d'une manière générale

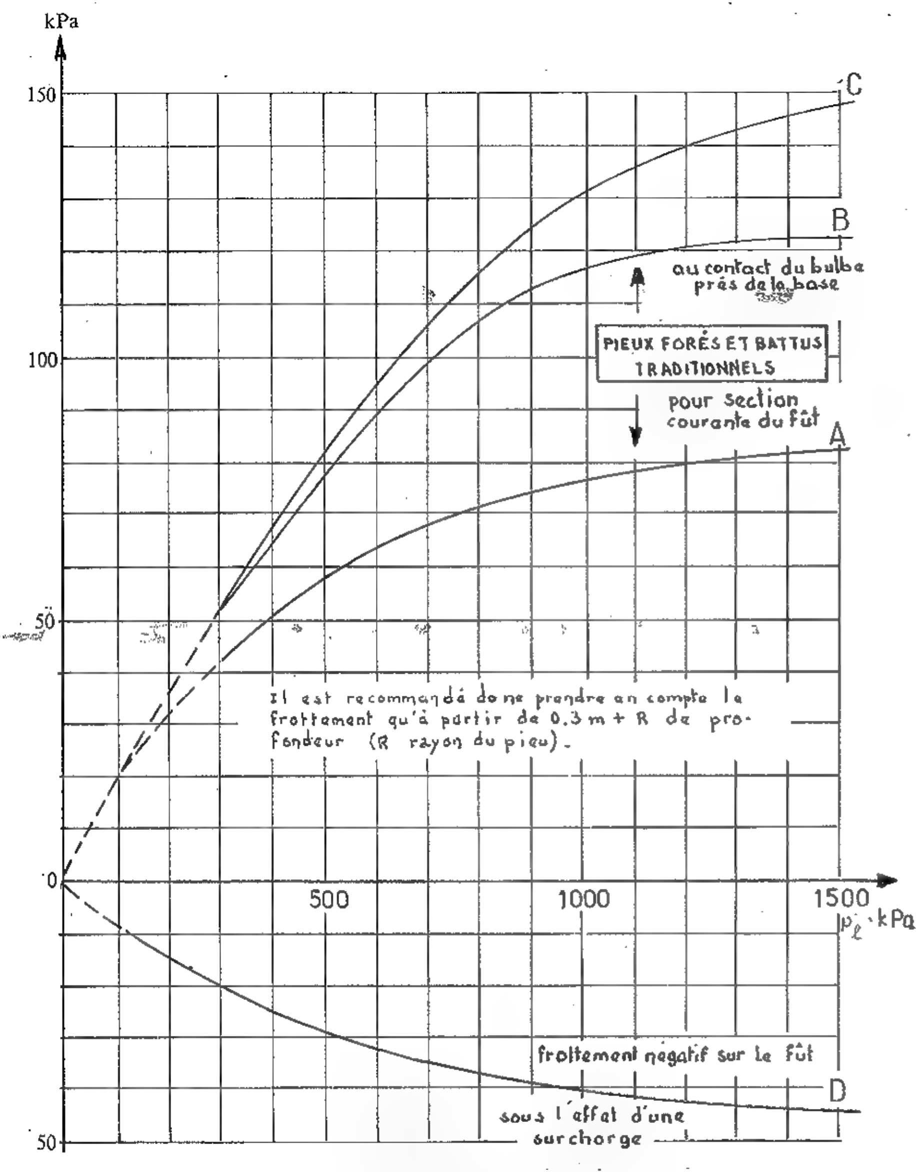



FIG. XII-18. — Résistance au frottement latéral d'un pieu en fonction de la pression limite du pressiomètre.

l'amplitude du tenseur isotrope décroît depuis la base de la semelle, tandis que l'amplitude du tenseur déviatoire est maximale sur une demi-sphère ou un demi-cylindre centré sur l'axe de la semelle.



Les déformations angulaires sont généralement prépondérantes dans le tassement d'une semelle isolée, d'un puits ou d'un pieu. Les déformations volumétriques sont généralement prépondérantes dans le tassement d'un radier ou d'un remblai, d'autant plus que le coefficient de sécurité vis-à-vis de la rupture est élevé.

Les recherches théoriques et expérimentales effectuées par Ménard l'ont conduit à donner pour le tassement d'une semelle rigide la formule ci-dessous qui comprend donc un terme de déformation angulaire et un terme de déformation volumétrique. De plus, le paramètre dimension n'intervient pas de la même façon dans les deux termes, selon le caractère pulvérulent ou cohérent du matériau.

Cette formule s'écrit :

$$w = \frac{1}{3}\,\frac{1+\nu}{E_p}\,pR_0\left(\lambda_d\,\frac{R}{R_0}\right)^{\alpha} + \frac{\alpha}{4{,}5\,E_p}\,p\lambda_s\,R$$

dans laquelle :

- $w$ est le tassement de la semelle rigide, généralement après stabilisation définitive (tassement au bout de 10 ans pour les argiles),
- $\nu$ est le coefficient de Poisson, toujours pris ici égal à 0,33,
- $p$ est la pression moyenne appliquée par la semelle rigide sur le sol,
- $R_0$ est une longueur de référence utilisable avec les sondes pressiométriques courantes,
- $R$ est la moitié de la plus petite des dimensions de la semelle,
- $\alpha$ est un coefficient de structure variable selon la nature du matériau et le rapport $E/p_l$ obtenu avec le pressiomètre,
- $\lambda_d$ et $\lambda_s$ sont des coefficients de formes.

Les deux tableaux V et VI donnent des indications sur les valeurs à retenir pour ces coefficients.

TABLEAU V
Valeurs du coefficient $\alpha$ selon Ménard

| Type de matériau | Tourbe | | Argile | | Limon | | Sable | | Sable et gravier | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $E/p_l$ | $\alpha$ | $E/p_l$ | $\alpha$ | $E/p_l$ | $\alpha$ | $E/p_l$ | $\alpha$ | $E/p_l$ | $\alpha$ |
| Surconsolidé... | | | > 16 | 1 | > 14 | 2/3 | > 12 | 1/2 | > 10 | 1/3 |
| Normalement consolidé..... | | 1 | 9-16 | 2/3 | 8-14 | 1/2 | 7-12 | 1/3 | 6-10 | 1/4 |
| Altéré et remanié...... | | | 7-9 | 1/2 | | 1/2 | | 1/3 | | 1/4 |

TABLEAU VI

$\lambda_d$, $\lambda_s$ coefficients de forme

| L/2 R | 1 | | 2 | 3 | 5 | 20 |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | cercle | carré | | | | |
| $\lambda_d$ . . . . . | 1 | 1,12 | 1,53 | 1,78 | 2,14 | 2,65 |
| $\lambda_s$ . . . . . | 1 | 1,1 | 1,2 | 1,3 | 1,4 | 1,5 |

Dans ce tableau $L$ représente la plus grande dimension de la semelle.

Ménard a pu ainsi présenter d'une manière cohérente l'exploitation des essais pressiométriques grâce à un ensemble de théories basées sur les derniers travaux de recherche fondamentale en mécanique des sols, mais on ne doit pas oublier que ces règles sont essentiellement déduites d'expériences en vraie grandeur et de l'observation du comportement d'ouvrages existants.

On pourra donc être amené à réviser et à préciser certaines de ces règles en fonction de l'accroissement de l'expérience. Toutefois, dès maintenant, on peut dire que toutes les comparaisons effectuées ont montré que les résultats prévus à partir de ces règles, au point de vue force portante et tassement de fondation se sont révélés nettement plus proches de la réalité que ceux déduits des essais traditionnels.

L'emploi de ces règles conduit donc à des dimensionnements de fondations et d'ouvrages plus réalistes, mais les projeteurs devront savoir faire la différence entre les normes utilisant des méthodes qui conduisent à des résultats pessimistes et les règles évoquées ci-dessus.

**Pressiomètre auto-foreur.**

Si l'on n'a pas pris toutes les précautions nécessaires pour effectuer un forage correct, cette opération entraîne un remaniement du terrain qui peut perturber dans une large mesure le résultat des essais. Pour éviter cet inconvénient, plusieurs chercheurs ont mis au point un pressiomètre auto-foreur.

L'auto-forage a pour but de placer des sondes au sein d'un terrain sans le perturber et de pouvoir ainsi pratiquer des essais mécaniques sur un sol intact : essais pressiométriques, essais de perméabilité, ou pénétromètre latéral. Un carottier à paroi mince portant sur son flanc des appareils d'essais et de mesures est enfoncé dans le sol sous l'action de forces statiques. Au fur et à mesure de l'enfoncement du carottier, le sol est découpé et pénètre à l'intérieur de l'appareil. Il y est détruit par un outil désagrégateur statique, les copeaux sont remontés à la surface par l'intérieur de l'appareil puis du forage, grâce à l'injection d'eau ou de boue bentonitique sous pression.

De cette manière, le sol situé le long des flancs de la sonde n'a subi ni pollution par la boue des forages, ni décompression. La seule action perturbatrice provient des frottements latéraux exercés le long des flancs durant la pénétration. Ce type d'appareil convient particulièrement pour les sols fins, argile, limon et sable. Par contre, une proportion d'éléments grossiers supérieure à 5 mm finit par bloquer l'outil désagrégateur et même empêche la pénétration.



Ce type d'appareil a été développé simultanément par l'Université de Cambridge en Grande-Bretagne et par les Laboratoires des Ponts et Chaussées en France. Les pétroliers les utilisent maintenant pour les reconnaissances profondes en mer. Pour interpréter les résultats du pressiomètre auto-foreur, on se reportera naturellement aux recommandations du constructeur. Actuellement, la pratique est très différente de celle qui a été mise au point pour le pressiomètre Ménard (Baguelin, 1978 et 1979).

Il paraît utile de préciser que la grande chance du pressiomètre a été pendant une vingtaine d'années que les prescriptions d'utilisation soient parfaitement définies par Louis Ménard pour un seul type d'appareil.

Mais il apparaît que depuis 1980, devant le succès de la pressiométrie de très nombreuses sociétés ont créé leur propre pressiomètre, avec ou sans cellules de garde, avec différentes caractéristiques. Il en résulte qu'avec ces appareils, les valeurs mesurées ne correspondent plus ni à celles du pressiomètre Ménard, ni à celles du pressiomètre auto-foreur. Il faut donc mettre en garde les utilisateurs sur les difficultés d'interprétation que cela peut créer.

**Pressio-pénétromètre.**

Un nouvel appareillage destiné à l'étude *in situ* des sols sous des profondeurs d'eau pouvant atteindre 100 m a été mis au point par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Saint-Brieuc avec les Techniques Louis Ménard et le C. E. A. (Jezequel, 1982). Cet appareil permet, en particulier, de mesurer la résistance à la pénétration statique ou dynamique des sols et d'effectuer, également, des essais pressiométriques, notamment de type cyclique grâce à une chaîne électronique de commandes automatiques des essais et de traitement en temps réel des informations. Il est certain que cet appareil, mis au point pour les reconnaissances en mer, permettra grâce aux courbes de pénétration enregistrées de réaliser les essais pressiométriques aux niveaux les plus judicieux.

## 12.3 ESSAIS DE BATTAGE.

### 12.3.1 Essai de pénétration normalisé (Standard Penetration Test).

**Principe.**

En 1902, Charles R. Gow a substitué au système de reconnaissance par lance hydraulique, une méthode de prise d'échantillons à sec. Il utilisait alors un tube d'un pouce de diamètre enfoncé par battage avec une masse de 110 livres.

En 1927, Linton Hart et Gordon A. Fletcher de la société Raymond Concrete Pile, mirent au point un carottier, fendu longitudinalement, de 2 pouces de diamètre qui fut connu plus tard sous le nom de « Standard Penetration Test » (S. P. T.).

Le principe de la reconnaissance dite « S. P. T. » est le suivant : on exécute un forage et on descend ensuite au fond du trou un carottier normalisé que l'on enfonce de 15 cm dans la couche à reconnaître. Le sondeur marque alors un repère sur les tiges et enregistre le nombre $N$ de coups nécessaires pour enfoncer à nouveau le carottier sur une profondeur d'un pied (30 cm). Le mouton qui sert à battre le carottier pèse 140 livres (63,5 kg), sa hauteur de chute est de 30 pouces (76,2 cm), ce qui correspond à un travail de 0,5 kJ par coup environ.

Le S. P. T., relativement peu employé en Europe, est utilisé systématiquement dans tous les pays d'Amérique. Ses modalités d'application sont définies par de nombreuses spécifications.

**Influence de la nappe phréatique.**

Le nombre de coups $N$ pour enfoncer un carottier normalisé sur une hauteur de 30 cm, peut varier dans le sable fin avec le niveau de la nappe phréatique.

Si on appelle $N'$ le nombre de coups enregistré au-dessous de la nappe, la valeur équivalente $N$ qui doit être prise en considération est donnée par Terzaghi et Peck par l'expression :

$$N = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15).$$

**Pression admissible.**

Terzaghi et Peck ont donné en fonction de $N$ les valeurs des coefficients de capacité portante $N_\gamma$ et $N_q$ ; ils ont, de même, dressé des abaques donnant directement la pression admissible pour des semelles encastrées ou non, avec un coefficient de sécurité de 3.

Pour les milieux cohérents, ils ont proposé, après de nombreuses recherches comparatives, de lier $N$ à la consistance des argiles ainsi qu'à leur résistance à la compression simple mesurée en laboratoire sur échantillon non remanié.

Le tableau VII ci-dessous précise ces relations :

TABLEAU VII

| $N$ | Consistance de l'argile | Résistance à la compression simple (kPa) |
|---|---|---|
| 2 | très molle | 25 |
| 2- 4 | molle | 25-50 |
| 4- 8 | moyenne | 50-100 |
| 8-15 | raide | 100-200 |
| 15-30 | très raide | 200-400 |
| 30 | dure | 400-800 |



Pour les sables, ces mêmes auteurs proposent la relation ci-dessous avec la compacité :

TABLEAU VIII

| $N$ | Compacité du sable |
|---|---|
| 0- 4 ............ | très lâche |
| 4-10 ............ | lâche |
| 10-30 ....... .... | moyennement compact |
| 30-50 ............ | dense |
| au-dessus de 50 .... | très dense |

**Causes d'erreurs.**

Il est bien évident que les relations indiquées ci-dessus ne sont qu'approchées. En effet, beaucoup de facteurs peuvent influer sur les valeurs obtenues pour $N$, en particulier :

— l'état de surface intérieur et extérieur du carottier dont les parties rouillées ou bosselées peuvent modifier considérablement le frottement dans les couches traversées ;
— l'affûtage du tranchant de la trousse coupante ;
— la position de la nappe phréatique par rapport au niveau de l'essai ;
— la forme et la surface des évents ;
— la position relative du fond du trou et du bord inférieur du tubage au début du battage ;
— le temps écoulé entre le forage du trou et l'essai S. P. T. proprement dit ;
— enfin, la flexibilité des tiges qui absorbe une partie de l'énergie du mouton dans le cas de sondages très profonds. Cambefort a proposé de supprimer cet inconvénient en battant le carottier avec une coulisse.

Parmi les autres facteurs importants qui peuvent affecter les résultats du S. P. T., G. A. Fletchter signale encore :

— la variation de la hauteur de chute du mouton ;
— l'emploi de tiges plus lourdes que prévu ;
— la grande longueur des tiges (au-delà de 15 mètres) ;
— la chute libre du mouton entravée pour quelque cause que ce soit ;
— le manque de soin dans le comptage des coups ou la mesure de la pénétration.

Il est donc évident que dans ce domaine, le facteur humain a une influence non négligeable (Sanglerat G. et Sanglerat T. R. 1982) ; cependant, exécuté avec soin dans des conditions normales, le S.P.T. peut fournir des renseignements très intéressants (Décourt 1982).

**Remarque générale.**

Il est nécessaire de ne pas se faire d'illusion sur la signification du qualificatif « standard ». En effet, selon les pays, les caractéristiques des appareils sont loin d'être uniformes et dans un même pays, comme aux Etats-Unis ou au Brésil par exemple, il existe différents types de S. P. T.

Il est évident, naturellement, que les tableaux ci-dessus, comme les abaques de Terzaghi et Peck ne peuvent être employés que pour le « S. P. T. » correspondant au carottier et au mouton normalisés utilisés par ces auteurs, sinon des erreurs considérables pourraient être commises.

Le S. P. T. présente l'avantage de rendre compte de la nature des couches traversées, grâce aux échantillons prélevés. Cependant, les résultats obtenus sont discontinus et des couches de faible épaisseur peuvent échapper à ce type de reconnaissance de même qu'au pressiomètre.

### 12.3.2 Pénétromètres dynamiques.

**Description.**

Ce type d'essai, qui consiste à faire pénétrer dans le sol par battage des tiges métalliques à l'aide d'un mouton tombant en chute libre, est inspiré par les mêmes principes que le S. P. T. mais il met en œuvre un matériel plus simple et plus robuste.

Pour estimer la consistance des couches en place et améliorer le procédé trop rudimentaire d'enfoncement d'une barre à mine ou le battage d'un rail ou d'un fer profilé, divers appareils ont été conçus à partir d'un treuil léger, d'une petite chèvre métallique, d'un mouton, d'une enclume et de tiges de sondage qui se vissent les unes aux autres.

Il existe entre autre actuellement sur le marché, une gamme très complète produite par la Société Bévac en Suisse, qui comprend des pénétromètres manuels simples, semi-automatiques et automatiques. Ces pénétromètres peuvent être fournis avec des énergies de battage différentes. Un tube carottier complète ces appareils pour la prise d'échantillons non remaniés d'un diamètre de 25 mm et d'une longueur de 150 mm. Un équipement de mesure de la résistivité offre des renseignements complémentaires sur le niveau de l'eau, la molasse en place, la superposition de bancs d'argile et de tourbe, etc.

Les résultats des essais sont représentés par des graphiques donnant, en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure des tiges :

— soit le nombre de coups $N$ correspondant à un enfoncement de 10, 20, 25 ou 30 cm,

— soit la résistance de pointe au battage déduite de la formule des Hollandais avec un coefficient de sécurité 1 ; cette résistance est souvent appelée « résistance dynamique conventionnelle $R_d$ ».



**Avantages et limites des pénétromètres dynamiques.**

A l'origine, les pénétromètres dynamiques ont été conçus pour apprécier la compacité des sols sans cohésion ou à faible cohésion dans lesquels il est souvent difficile, sinon impossible, de prélever des échantillons intacts. Ces essais ne nécessitent pas d'eau. Ils sont, comme le pénétromètre statique, intéressants pour les régions arides. L'appareillage utilisé est généralement léger et peu encombrant, il convient particulièrement à certains pays en voie de développement, dans les zones montagneuses et pour tous les lieux difficiles d'accès aux véhicules.

Mais les résultats obtenus peuvent être faussés par certains facteurs :

— le sol peut refluer autour de la pointe et se décomprimer au-dessus d'elle ;

— la rapidité du fonçage fait que dans les sols peu perméables immergés, une part notable de l'énergie de battage peut se transmettre à l'eau interstitielle en augmentant instantanément la résistance ;

— enfin, une proportion variable et inconnue du frottement latéral s'ajoute à la résistance à la pointe. Il n'est pratiquement pas possible de mesurer, séparément, au cours de ces essais, l'effort de pointe et le frottement latéral.

Il existe trois types principaux de pénétromètres dynamiques :

— les pénétromètres dans lesquels le fût et la pointe ont le même diamètre (ce type d'appareil est absolument à proscrire) ;

— les pénétromètres comportant une tige centrale d'un diamètre sensiblement inférieur à celui de la pointe ;

— les pénétromètres comportant également une tige centrale, de diamètre inférieur à la pointe, mais équipés d'un tube creux de diamètre identique à celui de la pointe.

Seul, ce dernier type d'appareil devrait normalement être utilisé mais il est plus onéreux et d'un maniement plus difficile que les précédents.

En effet, il n'est guère possible avec les deux autres types d'appareil de s'affranchir des effets du frottement latéral. Même dans le cas de sable pur à texture lâche, il peut arriver que le matériau se resserre autour du fût et exerce ainsi un léger frottement latéral.

*En milieu cohérent, les deux premiers types de pénétromètre dynamique sont à proscrire absolument.* En effet, le frottement latéral peut être considérable et rendre très difficile, sinon impossible, toute interprétation sérieuse des diagrammes de pénétration dynamique. Dans certains cas particuliers, on a pu ainsi attribuer une valeur de 8 MPa à la résistance de pointe, alors que, mesurée au pénétromètre statique, celle-ci n'excédait pas 1 MPa.

Dans chacun des trois types de pénétromètre dynamique décrits ci-dessus, il existe deux catégories :

— les pénétromètres *légers*,

— les pénétromètres *lourds*.

Cette distinction est en rapport, quelquefois, avec le diamètre des tiges utilisées, mais surtout avec le poids du mouton et sa hauteur de chute ; autrement dit, les adjectifs lourds et légers correspondent à des énergies de battage importantes ou faibles.

L'expérience montre que les pénétromètres dynamiques légers sont rapidement bloqués dans les milieux graveleux ou sableux serrés. En conséquence, il est toujours préférable de recourir aux pénétromètres dynamiques lourds dont l'énergie de battage (poids du mouton multiplié par la hauteur de chute), ne doit pas descendre en dessous de 1 200 J.

En raison de la multitude de pénétromètres dynamiques fort différents existant dans différents pays, il a paru nécessaire, à la suite du 1[er] Symposium sur les essais de pénétration tenu à Stockholm en 1974, de créer une Commission internationale de standardisation. Les recommandations de cette commission ont été adoptées lors du 9[e] Congrès International de Mécanique des Sols de Tokyo en 1977. Il n'a été retenu que deux types de pénétromètre dynamique :

1) La pénétration dynamique A (appelée DPA, de l'expression anglaise Dynamic Probing A) qui utilise soit de la boue de forage à la bentonite, soit un tubage de revêtement extérieur, pour éliminer le frottement latéral le long du train de tiges. (Pénétromètre de référence.)

2) La pénétration dynamique B (DPB) mise en œuvre sans boue de forage, ni de tubage de revêtement.

Le frottement le long des tiges peut être estimé par la mesure du couple nécessaire pour la rotation du train de tiges. Le pénétromètre DPB est semblable au pénétromètre dynamique utilisé en Europe Centrale et Nordique et en particulier à la méthode suédoise appelée RAM SOUNDING.

Les caractéristiques auxquelles doivent répondre les pénétromètres qui veulent se conformer à l'un des deux pénétromètres dynamiques retenus par la norme internationale sont résumées dans le tableau IX ci-après.

Tant pour le pénétromètre dynamique de référence DPA que pour le pénétromètre DPB, les pointes peuvent être du type fixe ou « perdues » (donc laissées en fond de sondage lorsqu'on remonte les tiges).

On constatera que la Commission Internationale, par souci de rentabilité pour les entreprises de sondages, a décidé de ne retenir qu'un seul mouton et qu'une seule hauteur de chute, et pour favoriser la standardisation des dispositifs de battage, ce poids de mouton et cette hauteur de chute ont été prix égaux à ceux de l'essai SPT (cf. § 12.3.1) également défini par une norme internationale très voisine des recommandations américaines antérieures.

La forme de la pointe dans un pénétromètre dynamique est quelque chose d'extrêmement important et les deux seules pointes qui ont été standardisées sur le plan international (pénétromètre DPA et pénétromètre DPB) sont représentées sur la figure XII-19.

La cadence de battage doit être comprise entre 20 et 60 coups par minute (la cadence recommandée est de 30 coups par minute). Dans les sols cohérents, la cadence de battage ne doit pas excéder 30 coups par minute. Le nombre de



TABLEAU IX

Pénétromètres dynamiques normalisés

| Facteurs | Pénétromètre de référence<br>Norme DPA | Norme DPB |
|---|---|---|
| Masse du mouton en kg | 63,5 ± 0,5 | |
| Hauteur de chute en m | 0,75 ± 0,02 | |
| Masse de l'enclume en kg | 10 à 15 | |
| Plage normale de battage : nombre de coups/0,2 m | 5 à 100 | |
| Rebond maximum en % | 50 | |
| Rapport longueur enclume sur diamètre du mouton | 1 à 2 | |
| Longueur de la tige en m | 1,0 à 2,0 ± 0,1 % | |
| Masse maximale d'une tige en kg/ml | 8 | |
| Courbure maximale, tige neuve en % | 0,1 | |
| Courbure maximale tige usagée en % | 0,2 | |
| Excentrement maximal des tiges en mm | 0,2 | |
| Diamètre de la tige en mm | 40 à 45 | 32 ± 0,3 |
| Angle au sommet de la pointe | 90° | |
| Section nominale de la pointe en cm² (cf. Fig. XII-19) | 30 | 20 |
| Diamètre d'une pointe neuve en mm | 62 ± 0,2 | 51 ± 0,2 |
| Diamètre d'une pointe usagée en mm | 60 | 49 |
| Longueur cylindrique de la pointe en mm | 62 ± 2 | 51 ± 2 |
| Angle de décrochement à la face supérieure de la pointe | 90° | |
| Stabilisation du trou de sondage | oui | non |

coups doit être relevé tous les 0,2 m d'enfoncement. Normalement la pénétration dynamique n'est pas adaptée aux sols cohérents ni aux sols pulvérulents très lâches.

*En URSS, la pénétration dynamique est interdite dans les argiles.*

Quel que soit le type d'appareil utilisé, il faut considérer que le pénétromètre dynamique ne peut donner en milieu cohérent que des indications qualitatives sur la succession des couches (Sanglerat, 1974).

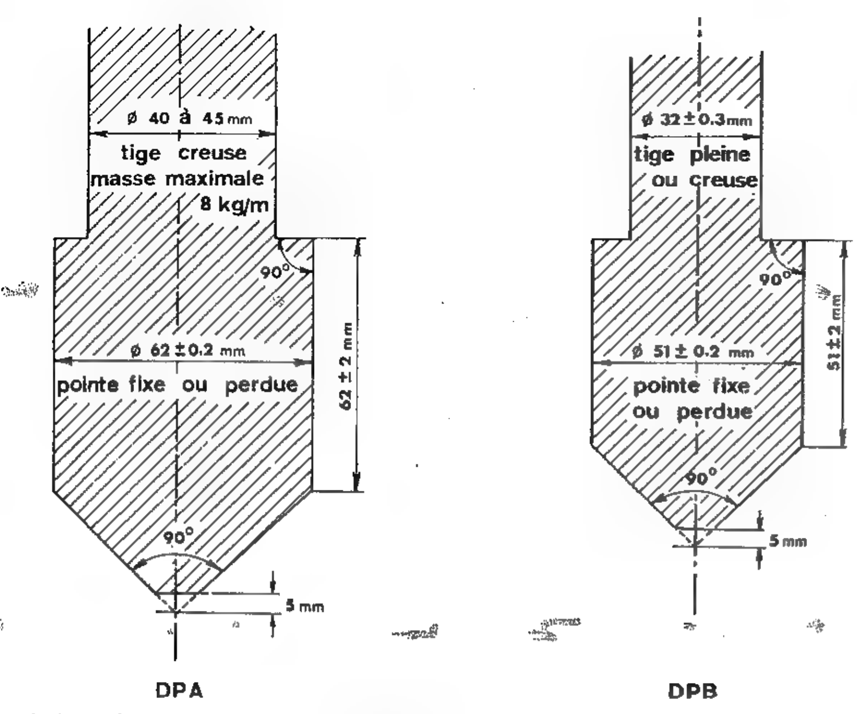



FIG. XII-19. — Pointes et tiges de pénétromètre dynamique (normes internationales).

Ceci conduit naturellement à rechercher un procédé de mesure plus précis qui dissocie sans erreur possible frottement latéral et résistance de pointe, c'est le pénétromètre statique (cf. article 12.4).

**Interprétation des diagrammes de pénétration dynamique en milieu pulvérulent.**

L'expérience a montré que la résistance dynamique des pieux battus en milieu pulvérulent est souvent voisine de celle mesurée à l'aide du pénétromètre dynamique. Mais elle peut, dans le cas de certains graviers, n'être que la moitié de celle-ci.

Comme les batteurs de pieux ont l'habitude, en France, d'utiliser la formule des Hollandais avec un coefficient de sécurité de 6, on pourra, en première approximation, pour les projets de fondations profondes, prévoir que la pression admissible $q_{ad}$ des pieux battus sera donnée par la fourchette suivante :

$$\boxed{\frac{R_d}{12} < q_{ad} < \frac{R_d}{6}}\ .$$



Il est évident que les pénétromètres dynamiques légers n'ont pas une puissance suffisante pour écarter les graviers les uns des autres. Ils peuvent donc donner un « refus apparent » prématuré absolument sans signification, qui peut donc être dangereux s'il est mal interprété. Ce risque justifie l'utilisation de méthodes complémentaires peu coûteuses, telles que la sismique-réfraction ou la résistivité. Dans le cas de refus, il est intéressant de recommencer un essai dans le voisinage immédiat du sondage initial, afin d'éliminer l'éventualité d'un refus causé par une pierre ou un bloc isolé. Un accroissement brusque de résistance (de 1 à 200 MPa par exemple) ne constitue pas forcément un critère sûr permettant de déceler la présence d'une couche résistante pouvant être considérée comme porteuse.

*L'utilisation de pénétromètres dynamiques en milieu cohérent sous la nappe peut être très dangereuse* (*Sanglerat*, 1974).

## 12.4 PÉNÉTROMÈTRE STATIQUE.

### 12.4.1 Appareillage.

C'est Alexandre Collin qui a utilisé, en 1846, le premier pénétromètre statique. En effet, ce géotechnicien s'était rendu compte de l'importance de l'argile dans l'équilibre des talus et avait mis au point un pénétromètre de petite dimension pour déterminer la cohésion d'échantillons de sol. Il a donné le compte rendu de 30 mesures de cohésion portant sur six espèces d'argile prises à divers degrés de consistance, depuis celui de la terre très fluante, jusqu'à celui d'un sol desséché à l'air. Le degré de consistance était mesuré, suivant la technique utilisée par Vicat pour les ciments, par l'enfoncement instantané d'une tige à base conique pesant 1 kg et d'un diamètre de 1 mm.

Cette idée a été reprise, en 1931, par Godskesen des chemins de fer danois qui a créé un pénétromètre de poche ayant une pointe conique de 15 mm de diamètre, l'angle au sommet étant de 60°.

Terzaghi, en 1929, a mesuré d'une manière continue les variations de la résistance statique qu'un sable oppose à la pénétration d'un cône descendu verticalement. Pour faciliter l'avancement, Terzaghi avait improvisé un sondage à la lance hydraulique de telle sorte que l'enfoncement du cône était pratiquement indépendant de la profondeur.

A la même époque, le professeur Buisman étudiait au laboratoire de Delft, le principe de l'enfoncement statique dans une couche de sable d'un cône, mais sans emploi de lance hydraulique. C'est Barentsen qui a inventé et breveté le procédé tube-tige-cône (Fig. X-8 et Fig. XII-20).

Les pénétromètres statiques sont des appareils qui permettent d'enfoncer, à vitesse lente et constante (0,5 à 2 cm par seconde), des tiges à l'aide d'un vérin. Ils sont conçus pour mesurer séparément la réaction des couches traversées

sous la pointe et le frottement latéral sur les tubes extérieurs qui entourent la tige centrale.

La Goudsche Machinefabriek de Gouda a mis au point en 1946 un pénétromètre à main de 2,5 tonnes, puis en 1948 un appareil de 10 tonnes équipé ultérieurement d'un moteur et en 1967 un nouvel appareil de 17,5 tonnes comportant un dispositif de forage pour la traversée des couches dures.

La transmission des efforts reçus par la pointe peut être effectuée soit par des tiges (pénétromètre hollandais, Meurisse ou Andina), soit par un système hydraulique (pénétromètre Parez) jusqu'aux manomètres placés en surface. On peut également mesurer les efforts subis par la pointe du pénétromètre à l'aide de jauges de contrainte (pénétromètre électrique Fugro).

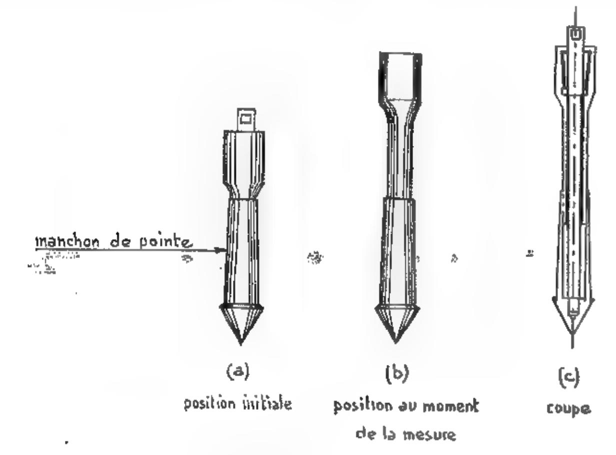



FIG. XII-20. — Pénétromètre hollandais (cône type Delft).

Le pénétromètre hollandais possède un cône mobile ayant un angle au sommet de 60° dont la section est de 10 cm² (Fig. XII-20). L'ancrage au sol est réalisé à l'aide de vis hélicoïdales ou parfois par un chargement de terre ou d'eau. Le pénétromètre peut également être installé sur un camion. A l'intérieur d'un tube extérieur absorbant le frottement latéral, coulissent des tiges transmettant les pressions aux appareils de mesure composés de têtes hydrauliques ou de manomètres. C'est le prototype des appareils de pénétration statique qui dérivent tous plus ou moins de l'idée première de Barentsen. En effet, ce qui importe, c'est de *dissocier le frottement latéral de la résistance à la pointe.*

Les diagrammes de pénétration statique représentent, en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure des tiges pourvue d'une pointe spéciale, d'une part la résistance à la rupture $R_p$ sous la pointe et, d'autre part, le frottement latéral cumulé le long des tubes extérieurs, ou mesuré tous les 25 ou 50 cm sur un manchon spécial placé au-dessus de la pointe (Fig. XII-21).

La Commission Internationale de standardisation a proposé de retenir comme pénétromètre de référence, le cône fixe avec manchon de frottement



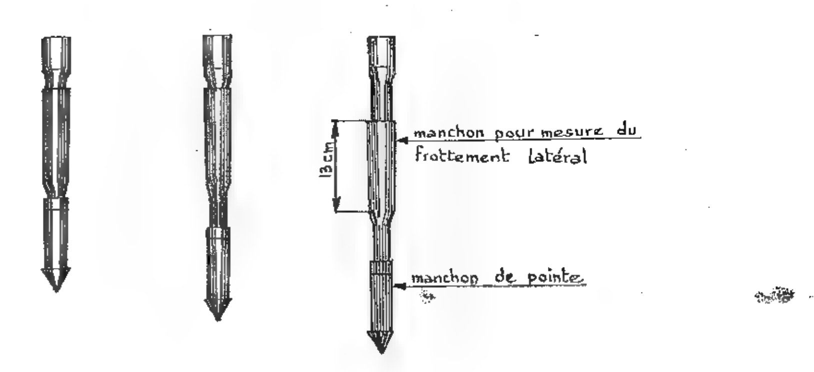



FIG. XII-21. — Pénétromètre hollandais avec manchon de mesure du frottement latéral.

latéral, ayant un diamètre de 35,7 mm (10 cm²). Sa pointe est représentée sur la figure XII-22. Il est évident que ce cône ne donnera pas toujours les mêmes résultats que le cône type Delft (Fig. XII-20). C'est pourquoi il est extrêmement important de bien préciser sur tous les diagrammes de pénétration le type de cône avec lequel ils ont été obtenus.

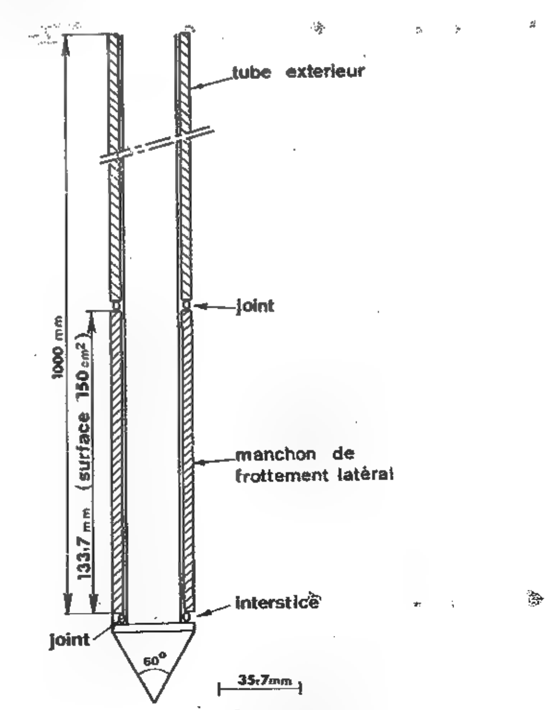



FIG. XII-22. — Pointe fixe avec manchon de frottement latéral (pénétromètre statique de référence).

### 12.4.2 Interprétation des diagrammes de pénétration.

Il a été indiqué en 9.5.1 la manière de déduire des diagrammes de pénétration statique la pression admissible des fondations superficielles.

Pour les fondations profondes l'expérience a montré que les efforts sous les pieu et pénétromètre pouvaient être considérés comme homothétiques, sous réserve que l'encastrement dans la couche considérée soit suffisant. Dans ce cas, la résistance à la rupture du pieu est égale à $R_p$.

Pour bien comprendre le mécanisme du fonctionnement du pénétromètre, il est indispensable d'avoir toujours présent à la mémoire les figures X-16 (transition entre deux couches de résistance très différente) et X-17 (loi de Geuze pour les tricouches). Toutes indications utiles ont été données à ce sujet dans l'article 10.5.

Mais à côté de ces évaluations directes de la capacité portante, le pénétromètre statique permet aussi une détermination de la cohésion.

Il faut prendre garde d'ailleurs à un détail. Le cône du pénétromètre hollandais possède, comme celui du pénétromètre Meurisse, un manchon qui se retourne sur la pointe pour éviter que des particules de terrain se coincent entre la tige centrale et le tube extérieur (il ne faut pas confondre ce manchon solidaire du cône avec le manchon spécial de mesure du frottement latéral dont on a parlé plus haut). Ce manchon absorbe de l'énergie par frottement contre le terrain. Il en résulte que la lecture de $R_p$ faite sur les appareils de mesure est influencée par le frottement latéral exercé sur le manchon du cône Delft.

Pour un pénétromètre dont le cône n'a pas de manchon, comme le pénétromètre Andina, on peut admettre avec la plupart des spécialistes :

$$\boxed{c_u = \frac{R_p}{10}}\ .$$

(On rapprochera cette formule de la relation $q_d = 6\, c_u$ qui donne la capacité portante d'une semelle circulaire superficielle.)

Lorsque le cône comporte un manchon, il faut adopter une valeur différente. Dans le cas particulier du pénétromètre hollandais, ou du pénétromètre Meurisse, la formule

$$\boxed{c_u = \frac{R_p}{15}}$$

paraît la plus appropriée.

Naturellement, ces formules ne sont valables que pour déterminer la cohésion à proximité de la surface. Si l'on cherche à évaluer la cohésion à plus grande profondeur, il faut tenir compte de l'influence du poids des terres $\sigma_0$ au niveau de l'essai et remplacer dans les formules précédentes $R_p$ par $R_p - \sigma_0$.



Dans les argiles raides, c'est-à-dire dès que $R_p > 3{,}5$ MPa on peut admettre que l'influence du frottement latéral sur le cône à manchon est négligeable.

La cohésion peut être également mesurée à partir du frottement latéral. En effet, il est possible d'admettre, dans les milieux sans frottement ($\varphi_u = 0$), que le frottement latéral unitaire est égal à la cohésion en première approximation, donc :

$$c_u = \frac{1}{\pi d} \times \frac{\Delta Q_f}{\Delta z}$$

où $d$ est le diamètre du pénétromètre et $\Delta Q_f$ la variation du frottement latéral, correspondant à la variation de profondeur $\Delta z$.

Naturellement, le frottement latéral doit être mesuré avec précision. Les manchons spéciaux, type Begemann (Fig. XII-21) ou Andina (Fig. XII-23), permettent de le déterminer sans erreur possible à différents niveaux. Par contre, les mesures globales du frottement latéral cumulé sont souvent imprécises.

On rappelle enfin que le pénétromètre, permet aussi, une évaluation du module œdométrique (cf. § 3.4.5).

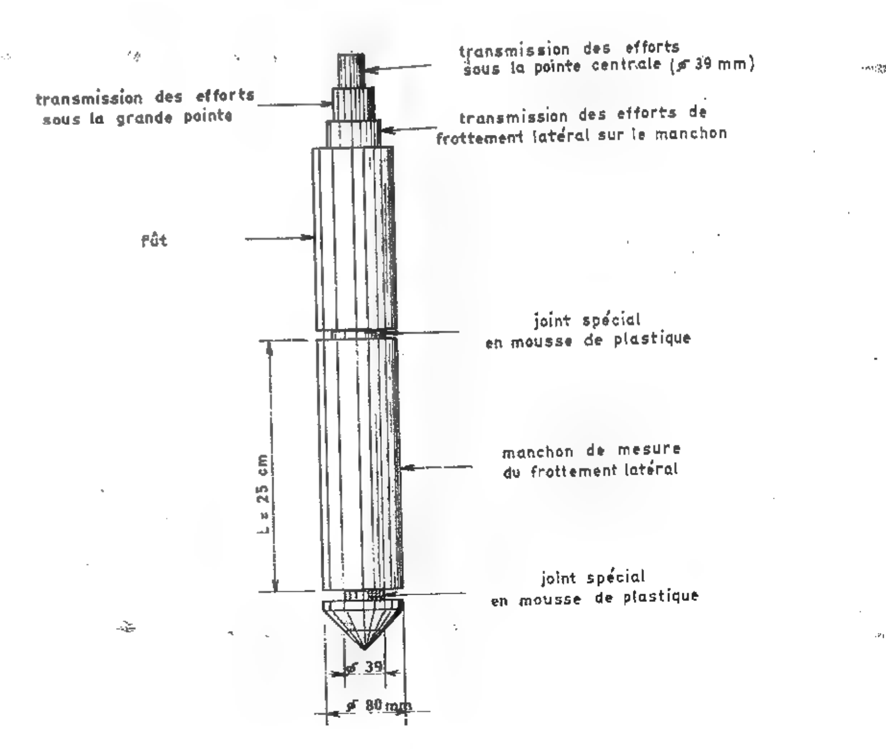



Fig. XII-23. — Pénétromètre Andina (cône simple).

**Contrôle du compactage.**

Les méthodes traditionnelles de contrôle de compactage, essais à la plaque, densité Proctor, sont naturellement en échec lorsque le compactage s'effectue sur de grandes épaisseurs, par exemple dans le cas de la vibroflottation ou du compactage dynamique Ménard. De même ces méthodes traditionnelles sont absolument inutilisables lorsque les remblais sont mis en œuvre, soit sous la nappe, soit à sec par grande quantité (20 000 à 40 000 m$^3$ par jour), comme sur les grands chantiers d'autoroute. En effet, la cadence de mise en œuvre des remblais et la circulation des engins ne permettent pas de contrôler d'une manière économique et pratique, le compactage couche par couche.

On peut lever la difficulté en se fixant *a priori* des résistances de pointe du pénétromètre statique à atteindre en fonction des constructions envisagées.

On peut se donner d'ailleurs comme guide le tableau X pour le gravier propre et sableux, qu'il soit sous la nappe ou hors d'eau.

TABLEAU X
Relation entre compactage et $R_p$

| Remblais Type — Compacité | $R_p$ (MPa) |
|---|---|
| Gravier propre lâche | 1,5 à 2,5 |
| Gravier sableux lâche | 0,3 à 4,5 |
| Gravier sableux moyennement compact | 8 à 12 |
| Gravier sableux très bien compacté | > 20 |

Naturellement, cette méthode n'est valable que pour des couches de remblais ayant au moins un mètre d'épaisseur.

Les diagrammes de pénétration statique mettent en évidence, d'une manière très claire, soit les couches où les remblais de bonne qualité ont été remplacés accidentellement par des remblais argileux, soit, lorsque la qualité des matériaux est correcte, les zones qui ont été moins bien ou mal compactées. Le diagramme de pénétration statique est un juge clairvoyant et sévère, aucune malfaçon ne lui échappe ; si les résistances de pointe obtenues ne sont pas celles fixées contractuellement (cf. tableau X), l'entrepreneur devra reprendre les travaux de compactage à ses frais.

### 12.4.3 Pénétromètre statique-dynamique.

Le pénétromètre statique est très intéressant pour l'étude des couches peu résistantes mais il risque d'être bloqué dans des couches compactes qui sont facilement traversées par le pénétromètre dynamique. Par contre, ce dernier



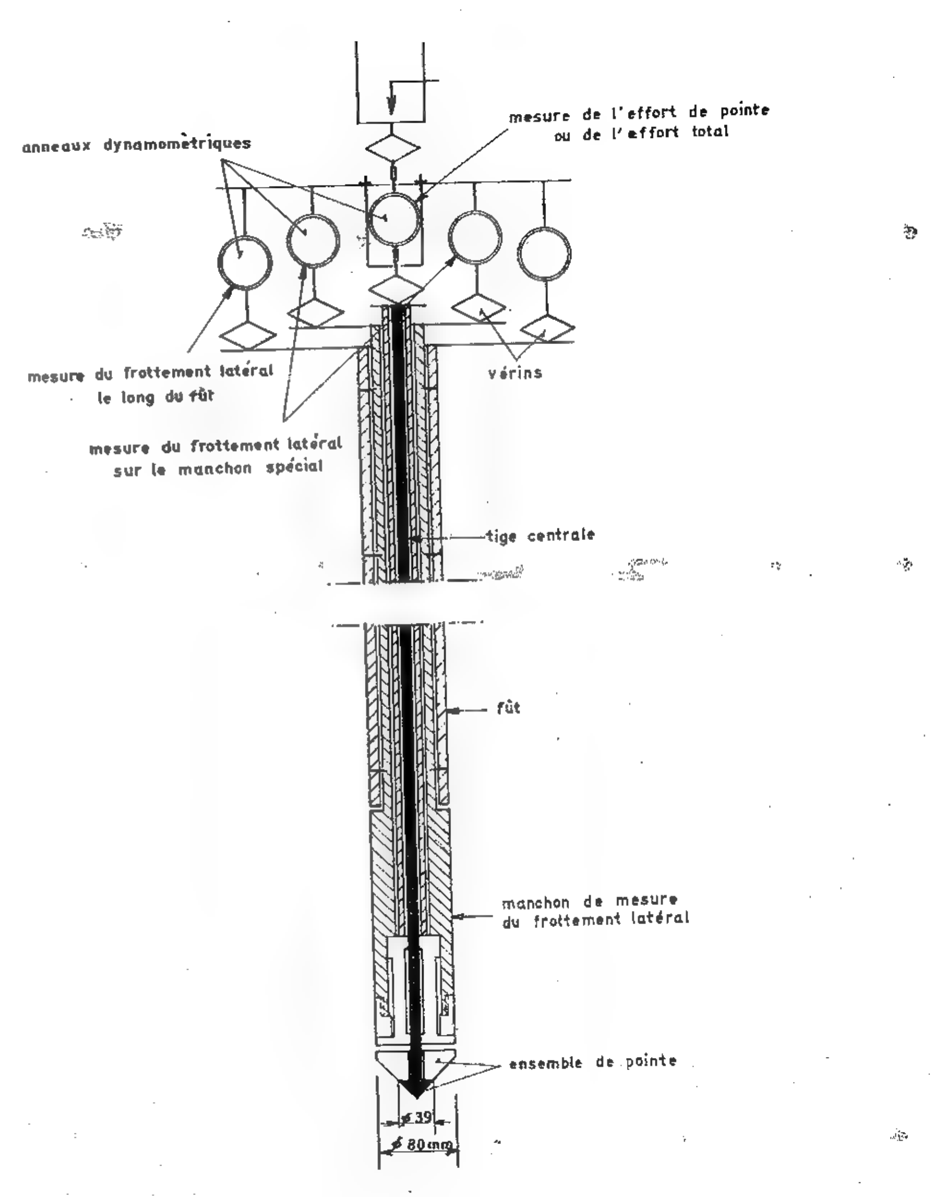



FIG. XII-24. — Principe du pénétromètre statique dynamique Andina.

appareil fournit des indications qui sont difficiles, sinon impossibles, à interpréter en milieu cohérent particulièrement sous la nappe phréatique.

C'est donc tout naturellement qu'on a tenté de réunir dans un seul et même appareil les avantages de la pénétration statique et ceux de la pénétration dynamique. C'est ainsi que sont nés les appareils Meurisse et Andina qu'il est possible d'appeler « statique-dynamique ».

En effet, tant que la résistance offerte par les couches traversées n'excède pas 30 MPa pour le premier et 50 MPa pour le second, l'essai est poursuivi en statique. Lorsque l'appareil est bloqué, on poursuit la reconnaissance en dynamique et si la résistance décroît ultérieurement, il est possible de reprendre la pénétration en statique.

Ce type d'appareil « statique-dynamique » est donc le plus intéressant car c'est celui qui fournit les renseignements les plus précis dans les milieux hétérogènes.

A titre indicatif, on donnera ci-dessous une description succincte du pénétromètre Andina (breveté en Suisse et mis en service en France en novembre 1967) dont la force maximale est de 150 kN (cf. Fig. XII-24 et XII-25).

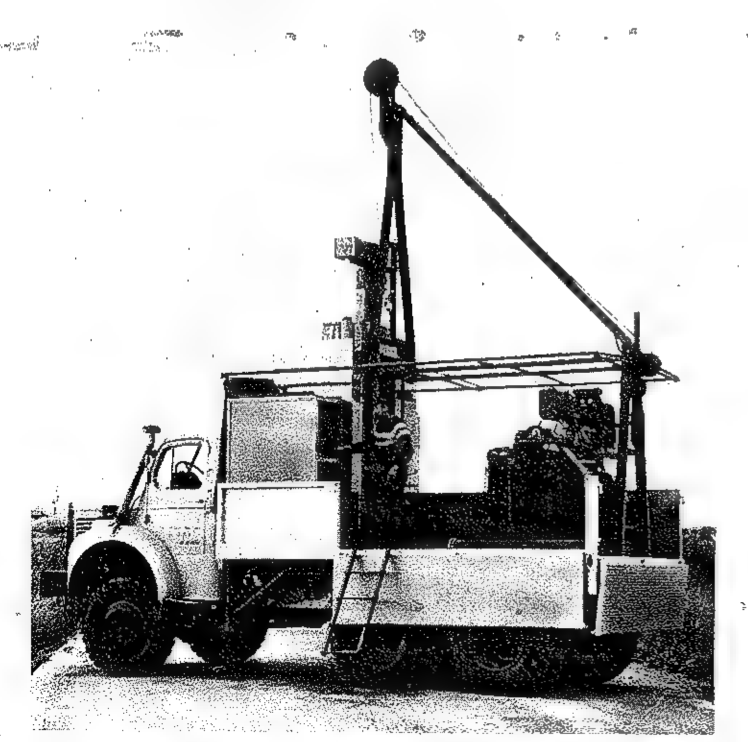


FIG. XII-25. — Pénétromètre Andina avec dispositif de carottage prêt à l'emploi.



— *Eléments du pénétromètre statique* :

Cône fixe : Transmission par tubes et tiges.
Pointe : ∅ 80 mm ; angle 90° ; section 50 cm$^2$.
Manchon : ∅ 80 mm ; hauteur 250 mm.
Fût : ∅ 80 mm (ce fût absorbe le frottement latéral qui n'est pas mesuré).

Sonde centrale : pour terrains très compacts, composée de tiges de ∅ 35 mm, terminée par une pointe de ∅ 39 mm, angle 90°, section 12 cm$^2$.

Tableau de mesure de haute sensibilité comportant trois dynamomètres assurant le contrôle continu des différents éléments ; en outre, des manomètres incorporés au circuit hydraulique des vérins de commande permettent également de contrôler les indications du tableau (Fig. XII-26).

Un compteur mesure automatiquement la profondeur des sondages.

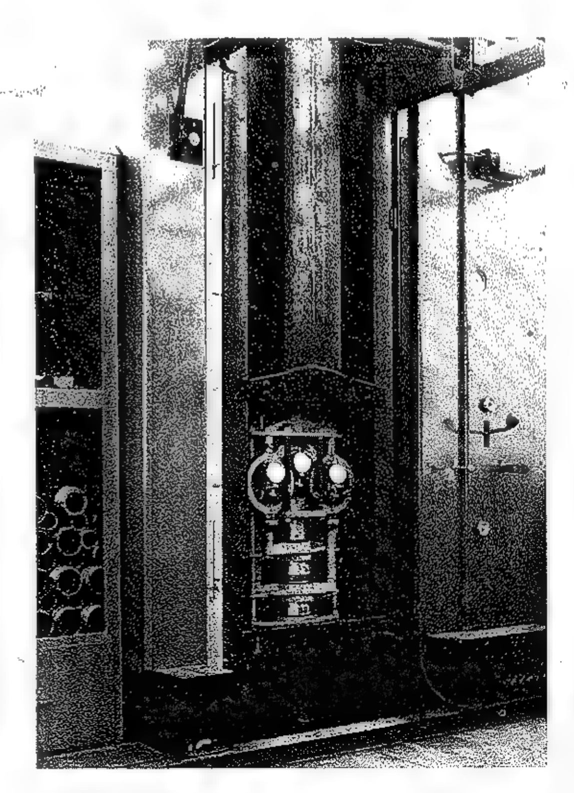


FIG. XII-26. — Détail du pénétromètre Andina (appareil de mesure et mouton).

— *Eléments du pénétromètre dynamique* :

Battage automatique ayant l'avantage d'assurer au mouton une chute libre, d'une hauteur précise et constante.

Les refus sont enregistrés automatiquement coup par coup.

Le pénétromètre Andina permet également le prélèvement, par pression ou percussion, d'échantillons non remaniés et même un carottage continu. Il est d'ailleurs possible de réaliser avec le carottier un essai de battage analogue au S. P. T. Naturellement, ces carottages ou essais de battage sont effectués après escamotage latéral des appareils de mesures de pénétration statique.

### 12.4.4 Utilisation combinée du scissomètre et du pénétromètre.

Il est possible d'effectuer à proximité l'un de l'autre, un essai de pénétration et un essai de cisaillement au scissomètre.

Soit $R_p$ et $c_u$ les valeurs obtenues respectivement avec les deux appareils à un niveau donné, la figure XII-27 montre comment, à partir de ces dernières, il est possible de déterminer la cohésion et le frottement interne.

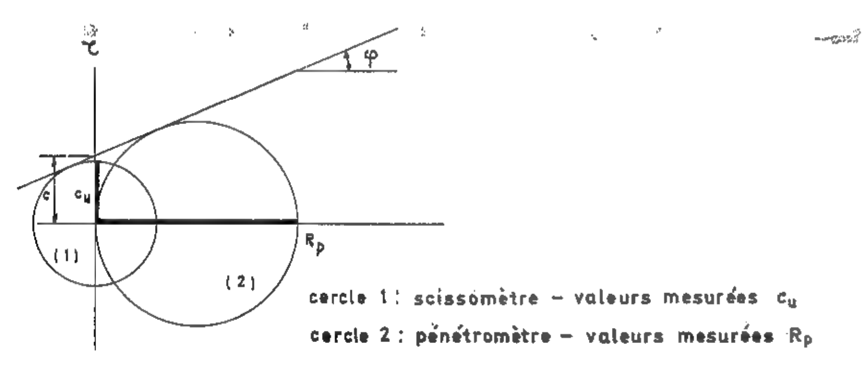



Fig. XII-27. — Utilisation combinée du scissomètre et du pénétromètre.

Cette combinaison des essais peut être utile, en particulier, lors de l'examen de fouilles préalablement à l'exécution de fondations superficielles, en utilisant simultanément un scissomètre de poche et un pénétromètre de poche, ou de préférence en comparant les indications fournies par le scissomètre de poche aux diagrammes de pénétration statique qui ont permis de déterminer préalablement la résistance des différentes couches sous-jacentes et le niveau d'assise des fondations.

Dans le même ordre d'idée T. V. Nhiem a mis au point en 1970, à Grenoble, le pénévane, qui est l'association d'un scissomètre robuste et d'un pénétromètre dynamique.



Cet appareil permet d'estimer directement la résistance limite au soulèvement des massifs de fondation, ce qui est particulièrement utile pour l'étude de la fondation des pylônes électriques. Il est employé par Electricité de France pour la reconnaissance et l'implantation des nouvelles lignes à haute tension.

### 12.4.5 Pénétromètre électrique quasi statique.

Très bien adapté aux sols peu résistants, tels que les limons, argiles ou sables peu denses, le pénétromètre électrique quasi statique permet des mesures *in situ* simultanées et continues de la résistance de pointe $R_p$ et du frottement latéral unitaire $R_f$ le long d'un manchon de mesure. Plus récemment, l'adjonction d'une pierre poreuse dans la pointe du cône de mesure a rendu possible la mesure *in situ* de la pression interstitielle, $u$.

Utilisant ce type de pénétromètre, Fugro (de Ruiter, 1971) a ainsi mis au point deux types d'essais :

— l'essai de pénétration quasi statique, que les Américains désignent par le sigle Q. C. P. T. (Quasi-Static Cone Penetration Test), mesurant la résistance de pointe et le frottement unitaire ;

— l'essai de pénétration piézométrique P. C. P. T. (Piezo-Cone Penetration Test), présentant les mêmes possibilités que le précédent et mesurant en plus la pression interstitielle *in situ*.

D'un angle au sommet de 60°, le cône enfoncé à 2 cm/s, présente respectivement pour ces deux types d'essais, une section usuelle de :

— 10 cm² pour le Q. C. P. T.

— 20 cm² pour le P. C. P. T.

Le manchon de mesure du frottement latéral situé au-dessus du cône du pénétromètre présente une surface développée de 150 cm².

Relié à la surface, un enregistreur trace sur papier les variations d'efforts et de pression relevées par des jauges de contraintes et par un capteur de pression interstitielle, situés dans la pointe du cône et le long du manchon de frottement.

Les données enregistrées permettent notamment l'établissement d'un ratio de frottement

$$F_R = \frac{R_f}{R_p}$$

et servent à identifier les sols traversés, estimer la résistance au cisaillement non drainée des argiles, l'angle de frottement interne et la compressibilité des sables ou argiles, prédire la force portante des pieux.

L'expérience a montré que pour les sols pulvérulents, on a toujours $F_R < 2\,\%$.

La mesure de la pression interstitielle (Tumay, 1981) permet une meilleure classification des sols rencontrés, et renseigne quant à la perméabilité, au potentiel de liquéfaction et aux caractéristiques de consolidation des sols traversés. Baligh (1980) a montré que le rapport $\frac{u}{R_p}$ décroît lorsque le degré de surconsolidation croît.

Parmi les avantages de ces types d'essais pénétrométriques, particulièrement adaptés aux sols mous en général, on peut citer leur fiabilité et une excellente faculté de reproduction, leur grande précision pour des enregistrements simultanés et continus, ainsi que leur simplicité d'exécution, donc leur caractère économique.

## 12.5 PATHOLOGIE DES FONDATIONS.

Trop souvent, une campagne de reconnaissances insuffisante, voire même l'absence de toute reconnaissance, ce qui arrive hélas encore sur certains chantiers, a des conséquences extrêmement désastreuses. Aussi, a-t-il paru souhaitable de donner quelques exemples d'accidents de fondations spectaculaires survenus dans différents pays.

On connaît l'histoire de la destruction des murailles de Jéricho en Palestine. Les Hébreux conduits par Josué attaquèrent cette ville vers 1225 avant Jésus-Christ. En portant l'Arche Sainte, et en faisant retentir les sonneries de sept trompettes, ils firent sept fois le tour des murailles. Au septième tour, celles-ci s'écroulèrent d'elles-mêmes.

En 1931, le major Toulok entreprit des investigations à l'emplacement de ces murs et constata qu'ils reposaient sur une fondation constituée par une couche de pierres. Cette dernière paraissait s'être déplacée latéralement vers l'extérieur et avoir glissé comme si une tranchée avait été creusée le long de sa base. Le major Toulok croit avoir expliqué ainsi d'une manière rationnelle une très vieille énigme ; cela prouverait en tout cas que les Hébreux avaient une certaine connaissance des phénomènes intervenant dans la stabilité des fondations.

### 12.5.1 Tour de Pise et tours de Bologne.

Sans remonter aussi haut dans le temps, la tour de Pise est l'un des exemples historiques le plus connu et le plus marquant des tassements différentiels.

La figure XII-28 montre la coupe de cet ouvrage, dont la construction a été commencée en 1173. Le premier étage ayant été achevé le 9 août 1173, les travaux furent arrêtés pendant un an — des tassements s'étant déjà manifestés, puis reprirent sur trois niveaux, et ce n'est qu'en 1272, c'est-à-dire 99 ans après la pose de la première pierre, que le campanile fut complètement terminé.

Construite d'après les plans de Bonammo Pisano, la tour est en marbre ; d'allure cylindrique, elle comporte 8 étages de 207 colonnes superposées ; son hors-plomb actuel est de 5 m.

On prétend que Galilée s'en est servi pour des expériences sur les lois de gravité.

Les premières mesures de l'inclinaison prise par la tour remontent au 15 mars 1298. A cette époque déjà, la pente toujours croissante que prenait l'édifice inquiétait les constructeurs. Dès lors, de nombreux architectes et



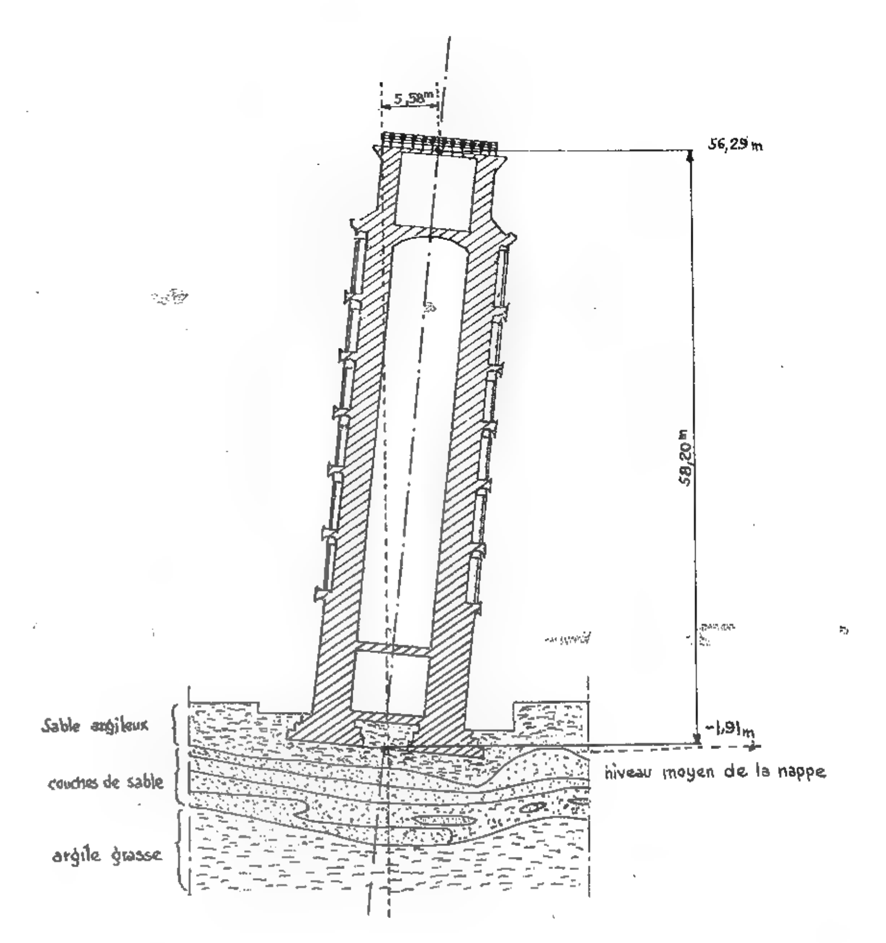



FIG. XII-28. — Tour de Pise.

ingénieurs se penchèrent sur le problème et tentèrent en vain d'arrêter les tassements qui se poursuivaient. Contre toute vraisemblance géotechnique, certains ont même imaginé que l'inclinaison de la tour avait été intentionnellement voulue par l'architecte.

Le poids de la tour est de 14 486 t, sa hauteur de 54,10 m. Une commission ministérielle, en 1933, décida de faire pratiquer 361 trous dans le sous-sol de la tour et on y injecta 93 tonnes de ciment sous forme de coulis. Un inclinomètre a été installé dans la partie haute du campanile.

La fondation repose sur une couche de sable argileux de 4 m d'épaisseur, surmontant du sable ; mais à 8 m au-dessous de la base des fondations, il existe une couche épaisse d'argile grasse.

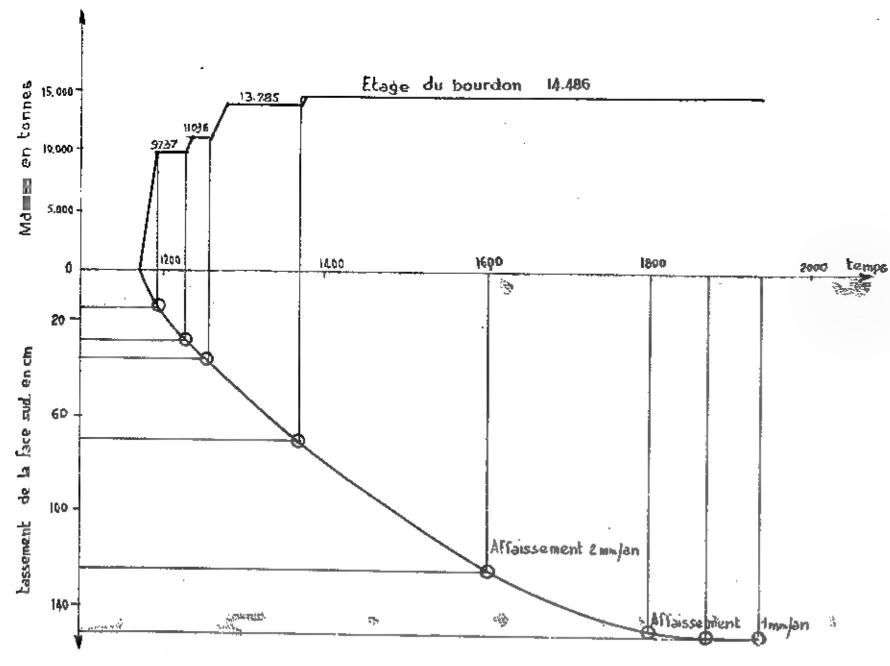



Fig. XII-29. — Diagramme des tassements de la tour de Pise.

Si la tour était restée verticale, la contrainte sur le sol serait de 514 kPa, mais, par suite de l'inclinaison, elle atteint 961 kPa.

Terzaghi est le premier a avoir analysé correctement l'origine des déformations dont le diagramme en fonction du temps, est donné sur la figure XII-29.

Vers l'année 1690, l'affaissement était de 2 mm environ par an, entre 1800 et 1900, d'un millimètre par an, et actuellement il n'est plus que de 0,7 mm par an.

Il s'agit d'un tassement différentiel dû à une hétérogénéité des couches sous-jacentes.

Il y a lieu de signaler que des tassements différentiels se retrouvent dans de nombreux bâtiments de Pise, à proximité de la tour, notamment dans le baptistère.

Quoique moins connues, les tours Asinelli et Garisenda de Bologne, qui ont respectivement 48 et 97 m de haut, accusent aussi des tassements différentiels très marqués (Fig. XII-30). Les assises de maçonneries ne sont plus horizontales, ce qui prouve nettement que l'inclinaison de ces tours est postérieure à leur construction.

On signalera que le campanile de la place St-Marc à Venise s'est effondré, en 1902, alors que son hors-plomb atteignait 8 % de la hauteur. Celui de la tour de Pise est actuellement de 9,70 %.



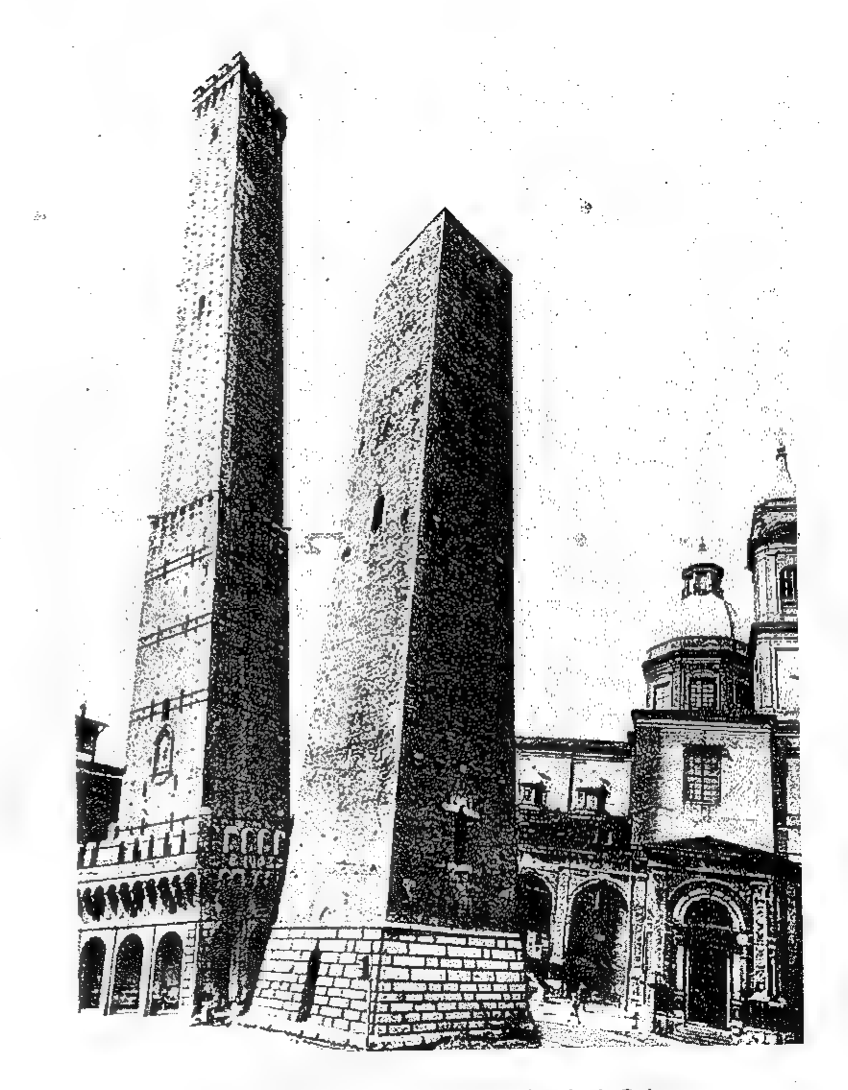


Fig. XII-30. — Tours Asinelli et Garisenda de Bologne.

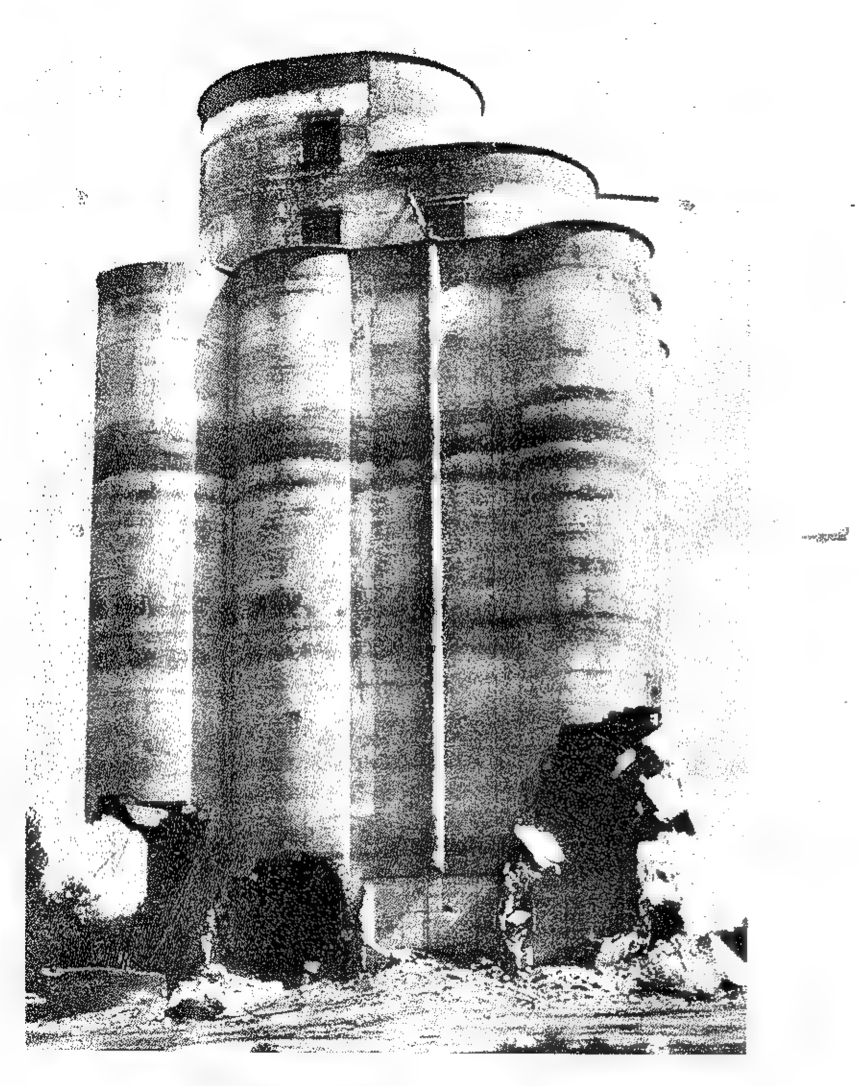


FIG. XII-31. — Poinçonnements du silo de Syracuse (Etats-Unis).



### 12.5.2 Accidents survenus à des silos.

Les accidents survenus à des silos sont très nombreux : les plus fréquents, en particulier celui de Winnipeg au Canada en 1955, résultent d'un tassement différentiel, provoqué par des chargements dissymétriques des cellules ayant entraîné un basculement des ouvrages. D'autres, plus rares, sont dus à des ruptures du sol par poinçonnement comme celui décrit ci-dessous.

**Effondrement par poinçonnement d'un silo à grains à Syracuse (Kansas, Etats-Unis, 1955).**

Lorsque le silo de Syracuse fut rempli pour la première fois en 1955, sa partie inférieure s'effondra brutalement en quelques secondes, tandis que sa partie supérieure s'enfonçait tout en restant verticale (Fig. XII-31).

Sur la photographie XII-31 on aperçoit la partie principale de l'ouvrage qui est restée, après la rupture, solidaire de la cellule centrale ; elle n'a aucune liaison avec ses fondations d'origine. L'analyse de l'accident montra que le radier de la construction principale reposait sur une couche d'argile organique très molle et très compressible de 3 m d'épaisseur, tandis que la cellule centrale, contenant les monte-charge, plus profonde que le reste de l'ouvrage, s'appuyait sur une couche de sable et gravier située à un niveau plus bas.

**Basculement du silo de Transcona (Canada).**

Il s'agit d'une rupture analogue à celle de Winnipeg. Le silo à blé de Transcona, construit entre 1911 et 1913, a 23,50 m de large sur 50,50 m de long, et une capacité de 35 000 m³. Sa fondation est constituée par un radier en béton armé de 60 cm d'épaisseur encastré à 3,60 m sous le niveau du sol, exerçant une contrainte de 0,35 MPa (accroissement net de contrainte 0,25 MPa).

Aucun examen préliminaire du sol n'avait été réalisé. Or, ce dernier était constitué par la cuvette d'un lac glaciaire comprenant des dépôts d'argile de 9 m sous 3 m d'alluvions d'origine plus récente, et reposant sur une couche d'alluvions sous-glaciaires. La plupart des bâtiments importants de la région étaient fondés sur ce substratum.

En octobre 1913, alors que le silo n'était pas encore totalement rempli, un tassement vertical de 35 cm se produisit en moins d'une heure. Le silo commença alors à se déverser et, après quelques heures, son inclinaison par rapport à la verticale dépassait 26°, l'un de ses côtés étant à 7,30 m au-dessous du niveau initial et l'autre à 1,50 m au-dessus (Fig. XII-33).

Fort heureusement, l'excellente qualité de l'ossature en béton armé permit à l'ouvrage de résister aux déformations exceptionnelles auxquelles il était soumis et de supporter une reprise en sous-œuvre exécutée en galerie sous le radier incliné qui a pu être relevé sans inconvénient en 1916. Ce silo se comporte normalement depuis.

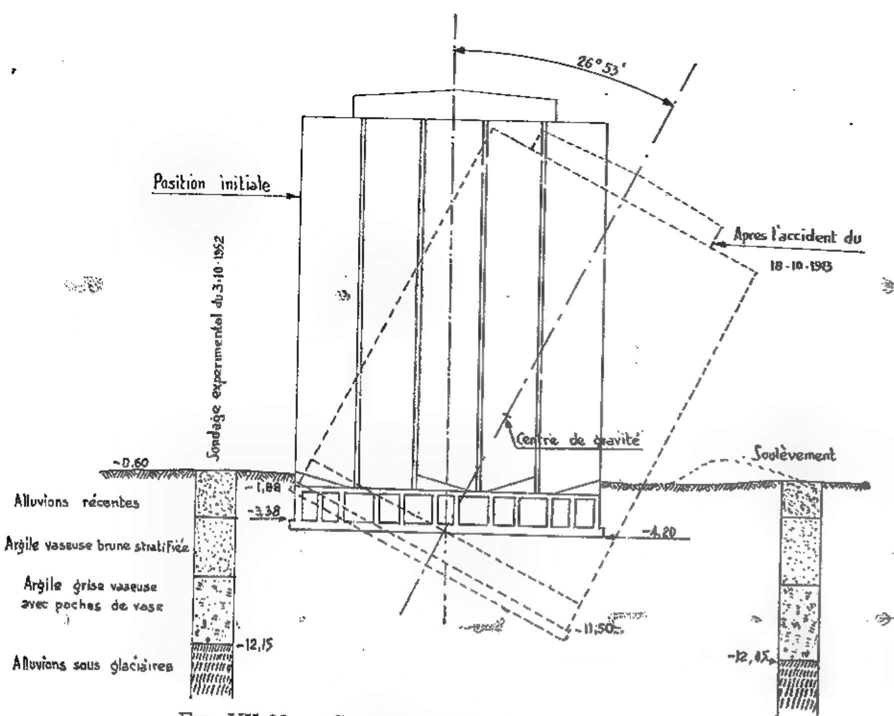



FIG. XII-32. — Coupe du silo de Transcona (Canada).

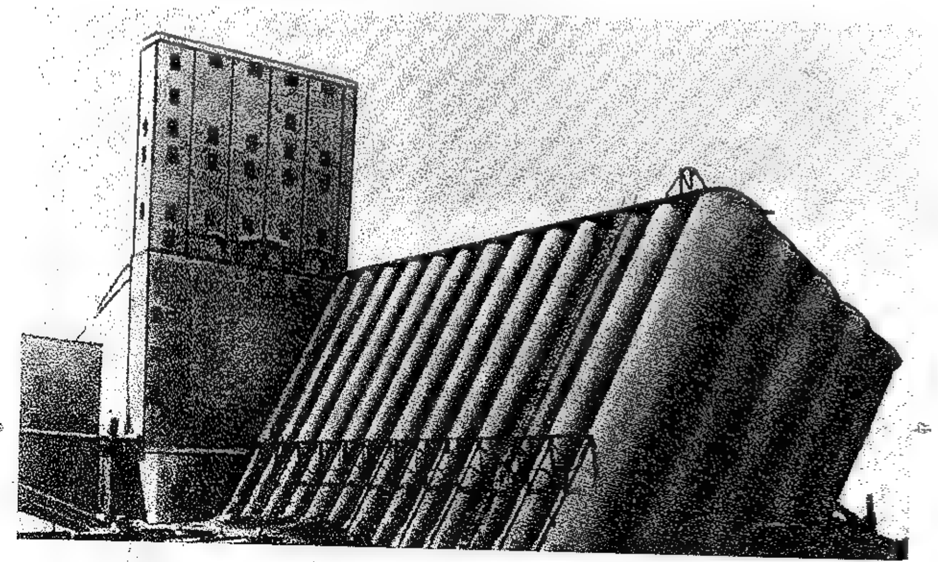


FIG. XII-33. — Basculement du silo de Transcona.



Les coupes des sondages représentées sur la figure XII-32 sont celles qui ont été réalisées par le professeur Ralph B. Peck qui a analysé l'accident en 1952 et a montré que les couches successives d'argiles stratifiées avaient des résistances à la compression simple comprises entre 120 et 70 kPa, la moyenne étant de 100 kPa. Pour la valeur la plus élevée de cette résistance, Peck a montré que l'accident n'aurait pas dû se produire, mais avec la valeur la plus faible, il était inévitable. Cela souligne le danger de prendre des valeurs moyennes dans les cas de terrains stratifiés.

### 12.5.3 Accidents de murs de soutènement.

Les accidents de murs de soutènement sont également nombreux et ont existé de tout temps. On en retrouve, en effet, de nombreux exemples dans les anciennes chroniques. Ancêtres des journalistes, les chroniqueurs, enclins aux récits sanglants, ont raconté comment un mur s'effondra Montée du Gourguillon à Lyon, tandis que le roi Philippe le Bel conduisait la monture du pape Clément V en 1305. Clément V fut renversé et sa tiare roula sur les pavés. Le roi échappa de justesse à la mort, près de lui, son frère et Jean, duc de Bretagne, furent tués par des pierres. Il y eut, dit-on, douze morts et beaucoup de blessés. La tombe de Jean, duc de Bretagne se trouve au centre du chœur de l'église des Carmes de Ploërmel avec cette épitaphe :

> « Ci gît Jean, duc de Bretagne, qui trespassa à Lyon sur
> « le Rhosne le jeudi es Octave de la St Martin d'Hiver 1305. »

Ces ruptures résultent le plus souvent d'une sous-estimation des efforts appliqués et, quelquefois, de l'absence de barbacanes. L'eau de pluie peut donc se mettre en charge, ce qui augmente considérablement la poussée.

Voici un autre exemple d'accident survenu en France, qui a causé une mort, et entraîné des dégâts matériels de l'ordre de 25 000 F (valeur 1950).

La paroi extérieure d'une cour anglaise taillée dans le rocher n'offrant pas un aspect satisfaisant, il fut décidé de la masquer par un mur de soutènement. La fouille présentait avec la verticale un angle moyen de 20°, de sorte qu'entre le mur et le rocher subsistait un vide en forme de coin, de 5 m environ de hauteur, et dont la largeur en tête variait de 1 à 2 m. La longueur était de 20 m (Fig. XII-34).

Dans l'esprit des constructeurs, le mur constituait un simple écran n'ayant à supporter aucun autre effort que son poids propre. Par suite, son épaisseur n'était que de 0,60 m à la base, et diminuait progressivement jusqu'à 0,45 m au sommet. Cependant, pour des raisons d'esthétique, et aussi pour éviter tout risque d'accident de personne, le vide triangulaire fut comblé par un remblai de sable, exécuté au fur et à mesure de la construction du mur.

Quelques jours après l'achèvement de la maçonnerie, alors que trois ouvriers procédaient au rejointoiement du parement côté cour anglaise, à l'instant précis où l'on tirait une mine dans une carrière voisine, le mur se renversait, tuant l'un des trois hommes et blessant grièvement les deux autres.

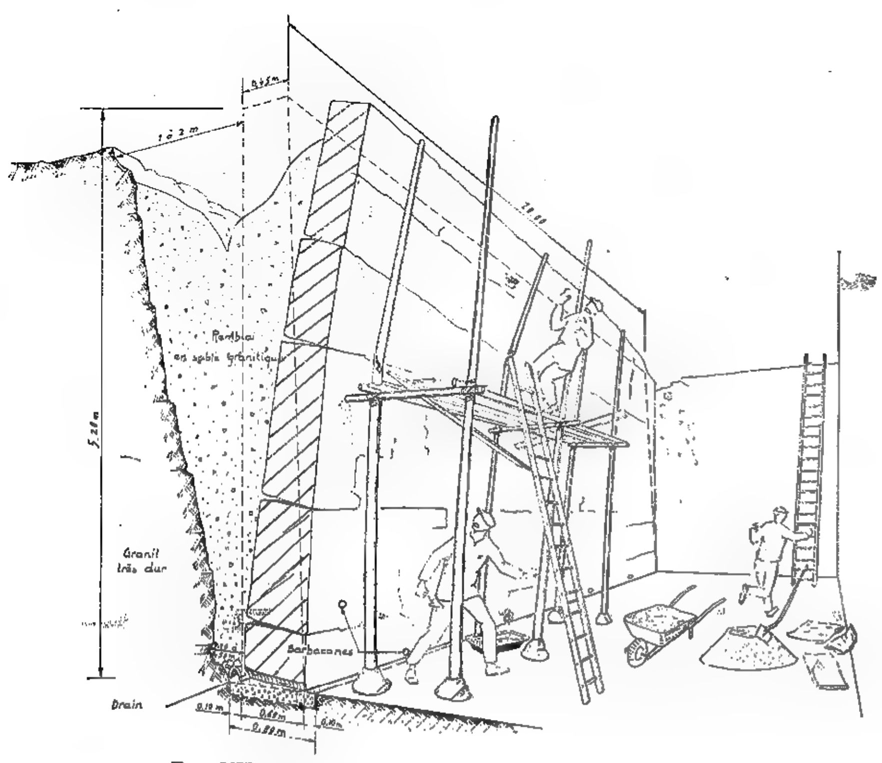



Fig. XII-34. — Effondrement d'un mur de soutènement.

On avait simplement oublié que le remblai de sable, dans le vide triangulaire, exerçait bel et bien une poussée sur le mur, poussée d'un ordre de grandeur comparable à celui du classique coin de glissement. Il faut ajouter que de nombreuses explosions avaient lieu chaque jour, à proximité, dans une carrière de granit en exploitation et favorisaient le tassement du remblai.

En conséquence, lorsqu'un mur retient des terres meubles, même en faible quantité et à proximité immédiate d'une paroi rocheuse stable, on ne doit pas considérer comme négligeable la poussée qu'exercent les matériaux bloqués entre le mur et le rocher.

### 12.5.4 Désordres graves survenus à des bâtiments.

**Effondrement d'un préau fondé sur un remblai reposant sur un sol incliné.**

Le préau d'une école qui mesure 30 m de long par 7 m de large, est divisé en deux blocs par un joint de dilatation. Chacun d'eux comporte trois façades fermées, construites en parpaings de béton creux et est couvert par une dalle



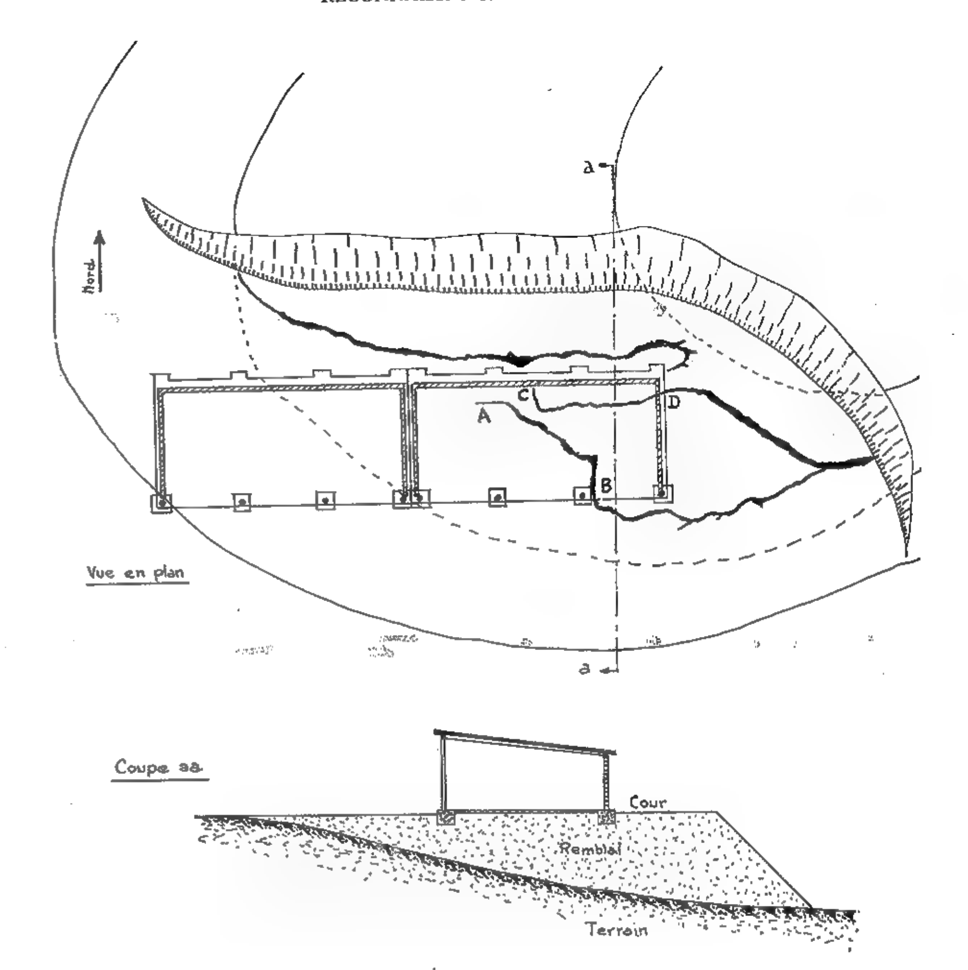



Fig. XII-35. — Effondrement d'un préau fondé sur un remblai.

de béton armé, à une pente. La façade sud entièrement ouverte comporte quatre poteaux en béton armé.

Comme il s'agit d'un ouvrage léger, on n'a pas cru devoir prendre de précautions spéciales pour les fondations. Le sol d'assise d'une partie des poteaux et des murs est cependant constitué par un remblai récent, qui repose lui-même sur un terrain incliné.

Le préau a été achevé pendant l'été. Après une période de pluie assez longue, apparaît brusquement dans le terrain une série de crevasses autour du préau est et, en même temps, un glissement d'ensemble s'amorce vers le nord-est. Les crevasses se poursuivent dans le dallage du préau entre les points A et B, et C et D (Fig. XII-35). De plus, le gros béton de fondation est rompu en C et en D.

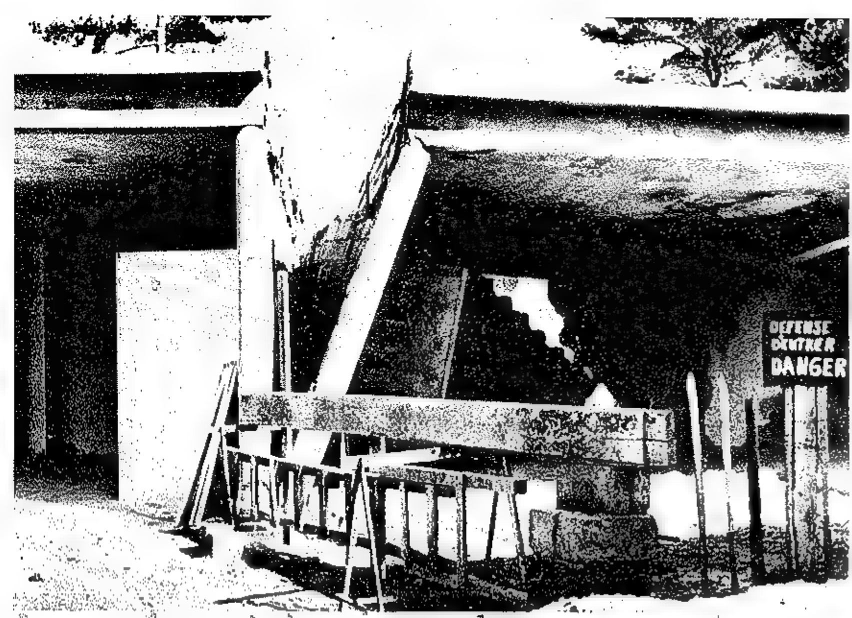



FIG. XII-36. — Effondrement du préau, vue du joint entre les parties est et ouest.

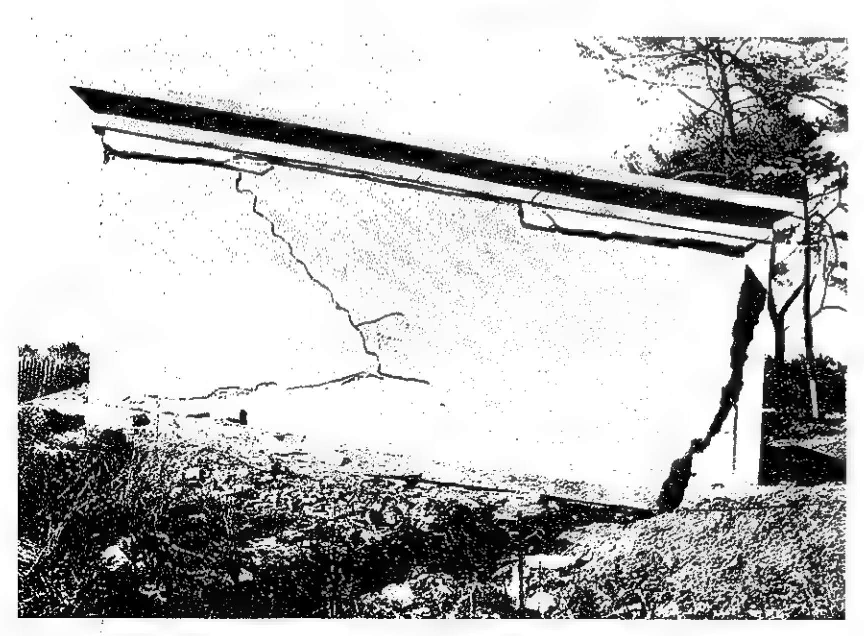


FIG. XII-37. — Effondrement du préau, vue de la façade est.



L'ouverture des crevasses et des fissures n'est d'abord que de 4 à 5 cm environ. Mais, peu à peu, sous l'influence de pluies persistantes, le déplacement d'ensemble atteint 30 cm dans le sens horizontal, cependant que le tassement du remblai atteint 80 cm. Alors, tout le préau Est s'effondre.

Le sinistre est dû, pour une grande part, au mouvement du sol d'assise. Les fondations des poteaux encadrant le joint de dilatation, ayant été placées en dehors de l'emprise du remblai, n'ont pas suivi le mouvement général, ce qui a complètement disloqué la construction. On a constaté, en outre, qu'un mouvement d'ensemble du terrain sous-jacent s'amorçait au moment de l'effondrement (Fig. XII-36 et 37).

Le fait d'asseoir un bâtiment, aussi léger soit-il, sur un remblai récent, risque toujours d'entraîner des désordres, quel que soit le soin apporté dans le compactage du remblai. Celui-ci n'acquiert, en effet, sa stabilité définitive qu'après plusieurs années, même s'il ne supporte aucune surcharge.

Une imprudence a, en outre, été commise dans le cas présent. Le remblai constitue une plate-forme horizontale dans une zone en déclivité. Il surcharge le terrain naturel, et aucune étude préalable sérieuse des couches sous-jacentes n'a été faite pour vérifier s'il ne risquait pas de les rendre instables. Or, l'une de ces couches était une marne grise facilement plastifiable par les eaux d'infiltration, et c'est à sa présence qu'est dû le glissement d'ensemble du terrain au moment de l'effondrement.

**Dislocation d'un bâtiment construit sur des couches compressibles.**

Il s'agit d'un bâtiment constitué par une vaste salle rectangulaire de 54 × 35 m, dont trois côtés sont bordés de tribunes intérieures en béton armé et d'une suite de locaux annexes extérieurs à simple rez-de-chaussée couverts par une toiture-terrasse en béton armé, le quatrième côté est fermé par une grande scène.

Dans l'emprise de cette construction, le sol est particulièrement mauvais ; si on choisit la cote 0 pour le niveau fini de la salle, on rencontre en descendant : 12 m de vase molle entre les cotes — 2,50 et — 14,50, puis un mélange de sable et de gravier fin de 4 m d'épaisseur jusqu'à — 18,50, une marne molle sur 1,60 m et, enfin, la marne compacte à partir de — 20,10 (Fig. XII-38). La vase présente une densité humide de l'ordre de 1,50, une densité sèche d'environ 0,90 et une teneur en eau atteignant 70 % ; il s'agit d'un terrain particulièrement compressible. Sur cette vase, un remblai de 1,50 m d'épaisseur datait de deux ans environ quand fut entreprise la construction du bâtiment.

Le parti constructif adopté fut le suivant : la grande salle fut couverte par une charpente métallique composée de six arcs de 54 m environ de portée, espacés de 7 m, et dont les pieds reposaient, par l'intermédiaire d'une articulation, sur des pieux ancrés dans la couche de sable et gravier ; les têtes des pieux étaient réunies transversalement par des tirants destinés à équilibrer la poussée horizontale des arcs, et longitudinalement par les longrines supportant les façades. La scène était également fondée sur pieux.

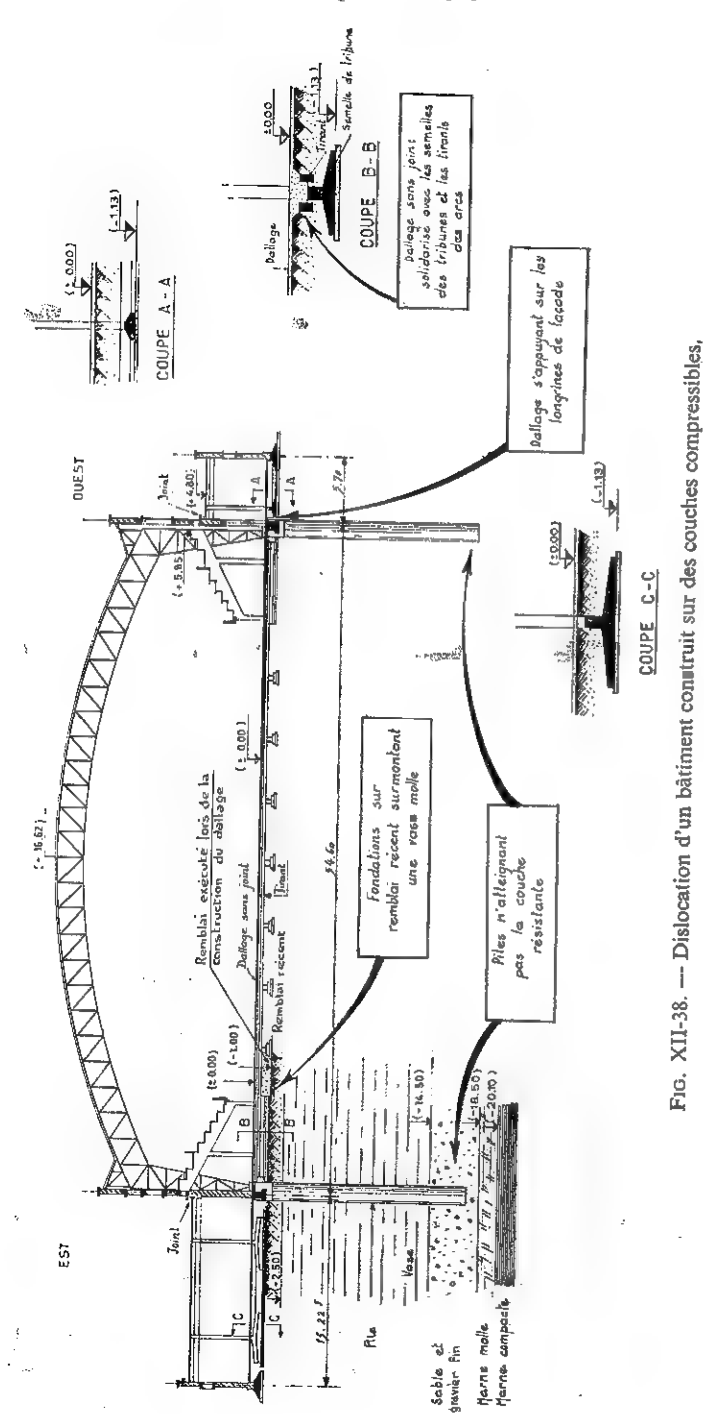



FIG. XII-38. — Dislocation d'un bâtiment construit sur des couches compressibles.



Par contre, tribunes et bâtiments annexes furent fondés, par souci d'économie, sur des semelles superficielles assises à la cote — 1,13, c'est-à-dire à la surface du remblai.

Un dallage général en béton armé, sans joint, s'étendait sur toute la surface du rez-de-chaussée de ces différentes parties. Il reposait sur un nouveau remblai d'environ 1 m d'épaisseur exécuté dans de très mauvaises conditions : on y rencontrait des pierres de taille entières laissant entre elles des vides importants (Fig. XII-39), ce qui le rendait à la fois exagérément lourd et déformable. Par ailleurs, ce dallage était bloqué sur les longrines de façades, les tirants et les semelles des tribunes, formant ainsi une liaison rigide entre les parties fondées superficiellement et celles reposant sur des pieux.

Une telle description laisse entrevoir quatre fautes graves :

— Tout d'abord, il est contre-indiqué de charger un terrain vaseux par des remblais aussi lourds : leur poids, exerçant à lui seul une contrainte superficielle

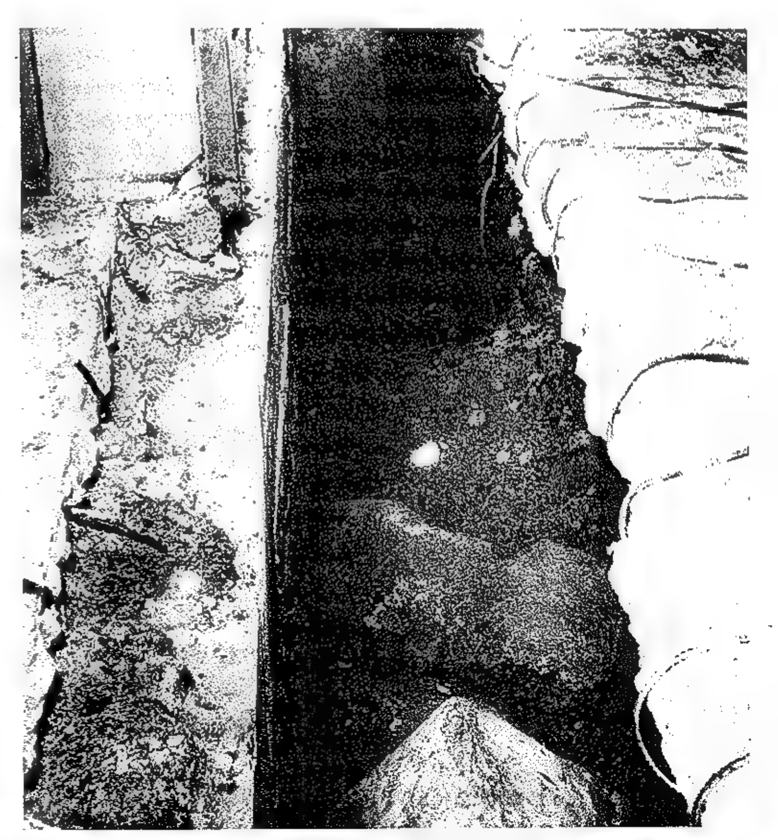


FIG. XII-39. — Blocs de pierre dans le remblai.

de l'ordre de 32 kPa, créait un risque de fluage de cette vase vers des zones moins surchargées et, par suite, un danger d'affaissement du sol d'une ampleur imprévisible.

— De plus, le dernier remblai étant très mal réalisé, son tassement dans le temps devait entraîner inévitablement des désordres au moins dans le dallage.

— Les pieux furent arrêtés dans une couche de sable et gravier dont la stabilité était rendue précaire par la présence d'une couche de marne molle sous-jacente.

— Enfin, il eut été essentiel de désolidariser entièrement, d'une part l'ouvrage métallique, ses longrines et ses tirants et d'autre part les parties fondées superficiellement, à savoir : les tribunes, les bâtiments annexes et enfin le dallage proprement dit, qui aurait dû comporter, en outre, vu son étendue, tout un réseau de joints de retrait.

Effectivement, des désordres apparurent avant même que l'ouvrage fut reçu. Le sol s'affaissa lentement sous le dallage qui fléchit dans sa partie centrale, mais resta appuyé sur les points durs constitués par les semelles superficielles et les longrines des façades. Les tribunes sous lesquelles le sol d'assise se dérobait, alourdies aussi par le dallage à cause du tassement propre du remblai superficiel, suivirent le mouvement et descendirent en certains points de 35 cm. Les tirants des arcs métalliques furent entraînés vers le bas et subirent des déformations importantes (Fig. XII-40). Comme une zone du dallage de plus en plus vaste pesait sur les longrines des façades, les pieux finirent par poinçonner à leur tour la couche de sable et de gravier.

FIG. XII-40. — Affaissement des semelles superficielles, flexion des tirants.



De leur côté, les bâtiments extérieurs s'enfoncèrent irrégulièrement, parfois de plus de 40 cm, ce qui entraîna de nombreuses et importantes fissures, certaines de 5 cm de large, dans des cloisons en briques creuses. Des poteaux en béton armé se rompirent. Les murs extérieurs se fissurèrent et se décrochèrent de l'ossature métallique. Les canalisations enterrées et certaines tuyauteries scellées dans les cloisons s'éventrèrent en de nombreux endroits, tandis que les terrasses se déformaient et déchiraient leur revêtement d'étanchéité et que des désordres de toutes natures se produisaient dans les installations intérieures (Fig. XII-41).

La stabilité même de l'ouvrage se trouva bientôt en danger et il fallut prendre des mesures d'urgence. On libéra les pieux des charges que leur transmettait le dallage, lequel fut découpé en conséquence. Son affaissement sur le sol

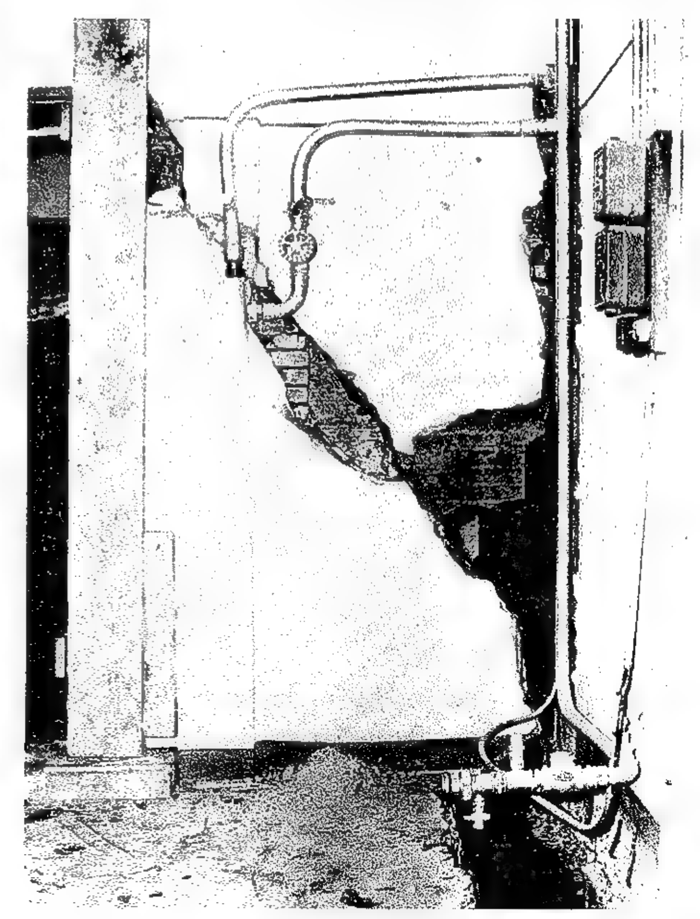


FIG. XII-41. — Dislocation des cloisons.

provoqua très rapidement un tassement supplémentaire de ce dernier, de l'ordre de 20 cm. On démolit également pour le même motif, un certain nombre de maçonneries et de gaines de ventilation ; on dégagea rapidement les tirants des arcs pour examiner la gravité de leur déformation et prévenir une rupture dont les conséquences pouvaient être catastrophiques. On étaya, enfin, les bâtiments annexes au droit des poteaux rompus et on contrebuta certaines terrasses flottantes qui, par l'inclinaison qu'elles avaient prises, menaçaient de glisser sur leurs appuis. Les travaux de remise en état s'avérèrent particulièrement délicats et onéreux et dépassèrent 600.000 F (valeur 1950).

Cet exemple montre les graves conséquences que peut entraîner la recherche d'économies excessives dans les fondations d'un ouvrage, surtout lorsqu'il s'agit d'une grande structure ne comportant aucun élément de raidissement efficace en maçonnerie.

Les accidents décrits dans les paragraphes 12.5.3 et 12.5.4 proviennent des recueils de pathologie établis par Socotec qui a bien voulu autoriser leur publication.

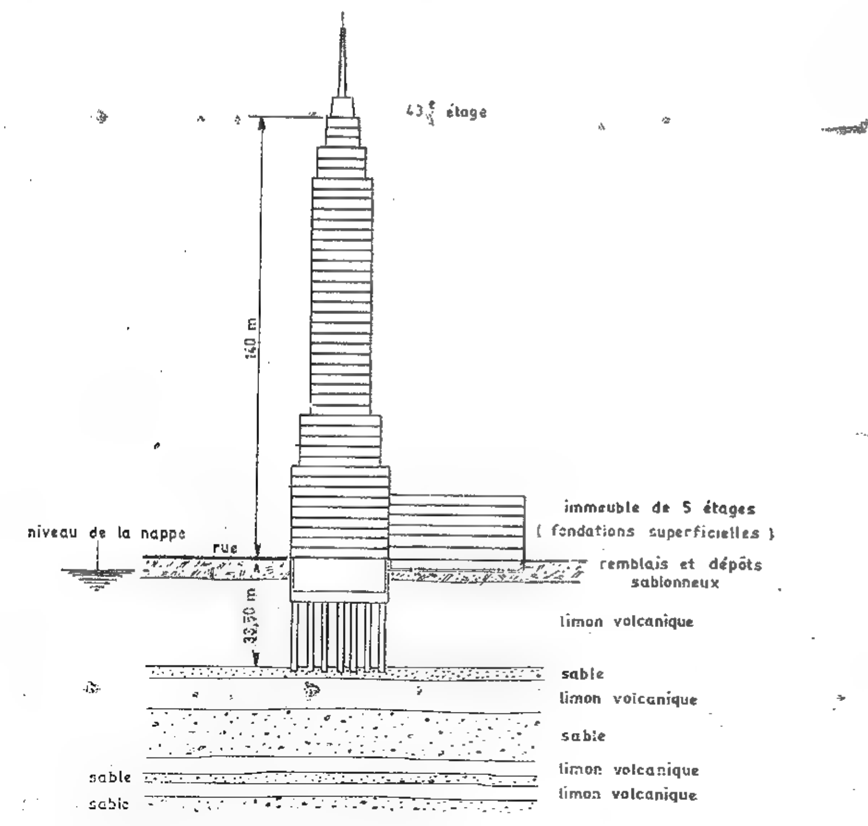



Fig. XII-42. — Tour de la « Latino Americana » à Mexico.



### 12.5.5 Tassements de Mexico.

La ville de Mexico, fondée par les Aztèques sur un lac, repose sur l'un des terrains les plus compressibles du monde, composé jusqu'à 700 m de profondeur d'une alternance de couches pratiquement horizontales, d'épaisseurs variables, d'argiles volcaniques et de sable.

Ces argiles volcaniques du type montmorillonite ont une teneur en eau très élevée qui peut dépasser 300 % à certaines profondeurs, et une limite de liquidité qui peut atteindre 500 %. La première couche de sable, de faible épaisseur, est située à 33,50 m au-dessous du niveau des rues. C'est sur celle-ci que sont fondés, en général, les bâtiments les plus importants de Mexico, telle que la tour de la « Latino Americana » de 43 étages dont les fondations ont posé, naturellement, de nombreux problèmes (Fig. XII-42).

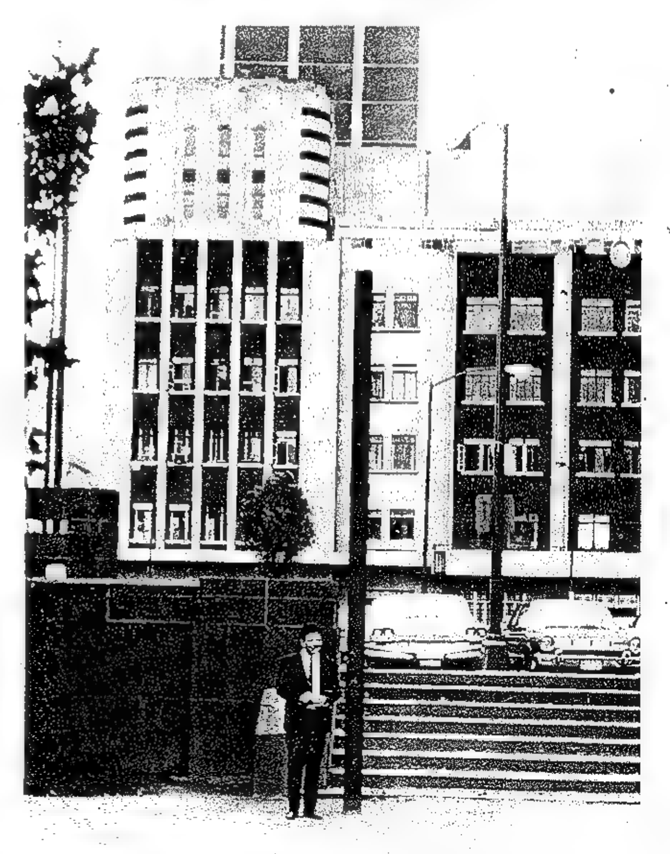


Fig. XII-43. — Tassements de 7 mètres à Mexico dus au rabattement de la nappe phréatique.

L'argile volcanique superficielle tasse énormément sous le poids des surcharges, il est donc d'usage à Mexico de fonder les bâtiments légers sur radier de telle sorte que le poids des terres excavées corresponde aux contraintes exercées. Mais il se pose, alors, un autre problème : lors de l'ouverture des fouilles, l'argile gonfle d'une manière très importante. Par exemple, pour le métro de Mexico, dont le génie civil a été réalisé entre juillet 1967 et juillet 1968, les soulèvements pouvaient atteindre 20 cm en une semaine. Dans ce cas particulier, il fallut alourdir convenablement le radier, les murs latéraux et la couverture pour que le sol cesse de se décomprimer même après l'achèvement des travaux.

L'autre phénomène caractéristique de Mexico est l'ampleur exceptionnelle des tassements dus au rabattement de la nappe phréatique. En effet, depuis 1900, la population de la ville s'est accrue d'une manière considérable pour dépasser 14 millions d'habitants (500 000 habitants en 1900, 1 500 000 en 1934, 3 500 000 en 1952) et, naturellement, la consommation d'eau potable et industrielle a augmenté dans des proportions énormes. Pour éviter d'aller chercher l'eau très loin de la ville et, par souci d'économie, on a pompé directement dans la nappe phréatique.

Celle-ci s'est donc abaissée au cours des ans en provoquant une consolidation des argiles volcaniques. Les tassements qui en résultent sont très importants. Dans certaines parties de la ville, ils ont atteint 1 m entre 1901 et 1930, puis se

FIG. XII-44. — Tassements différentiels à Mexico (Eglise Notre-Dame-de-la-Guadalupe).



sont accrus de 6 m entre 1930 et 1968. Actuellement, ces tassements se poursuivent au rythme de 5 à 10 cm par an selon les quartiers.

Ces 7 m de tassement peuvent être observés d'une manière indiscutable sur la figure XII-43. En effet, vers 1900 on a enfoncé dans le sol de très longs tubes métalliques de 8 à 10 cm de diamètre pour pomper l'eau à grande profondeur. Ces tubes n'ont pas bougé, puisque leur base repose sur du sable ; leur partie supérieure se trouve actuellement à 7 m au-dessus du sol.

Il est intéressant d'examiner, au laboratoire de mécanique des sols de l'université de Mexico, les courbes de consommation d'eau de la ville et celles de l'accroissement des tassements d'ensemble ; elles ont exactement la même allure.

Naturellement, les bâtiments fondés sur des pieux fichés dans les couches de sable profondes tassent relativement peu, il en résulte des tassements différentiels importants avec les rues avoisinantes. Le phénomène est particulièrement marquant par exemple pour le monument de la Révolution situé à l'angle de l'« Avenida de Insurgentes » et du « Paseo de la Reforma » où les tassements différentiels sont de l'ordre de 5 m sur une distance de 30 m environ.

La figure XII-45 illustre des tassements différentiels également très spectaculaires survenus il y a plusieurs siècles dans le Vieux Lyon.

## BIBLIOGRAPHIE


AMAR, S., BAGUELIN, F., FRANK, R., JEZEQUEL, J. F. (1978). — *L'autoforage et les caractéristiques des sols en place.* Comptes rendus du 3e Congrès International de Géologie de l'Ingénieur, Madrid, Session IV, Vol. 1, pp. 7-16.

ARNOULD, M. — *Cavités souterraines. Recherches par gravimétrie.* Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, mars-avril 1968.

BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F., SHIELDS, D. (1978). — *The pressuremeter and foundation engineering.* Trans Tech Publications, Germany.

BAGUELIN, F., JEZEQUEL, J. F., LE MEHAUTE, A. (1979). — *Le pressiomètre autoforeur et le calcul des fondations.* Comptes rendus du 7e Congrès Européen de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Brighton, Angleterre, septembre 1979, Vol. 2, pp. 185-190.

BAGUELIN, F. — *Règles de calcul des fondations à partir de l'essai au pressiomètre autoforeur.* Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer, Paris, 19-20 avril 1982.

BALDI, G., BELLOTTI, R., GHIONNA, V., JAMIOLKOWSKI, M., PASQUALINI, E. — *Cone resistance of a dry medium sand.* Xe Congrès International, Stockholm, 1981, Vol. 2, pp. 427-433.

BALIGH, M., VIVATRAT, V. et LADD, C. — *Cone penetration in soil testing.* Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, no GT4, avril 1980, pp. 447-461.

BATTAGLIO, M., GHIONNA, V., JAMIOLKOWSKI, M., LANCELLOTTA, R. — *Interpretation of self-boring pressuremeter tests in clays.* Xe Congrès International. Stockholm, 1981, Vol. 2, pp. 433-437.

BEER DE, E. F. — *The scale effect in the transposition of the results of deep sounding tests on the ultimate bearing capacity of piles and caisson foundations.* Géotechnique, mars 1963.

BEGEMANN. — *The use of the static soil penetrometer in Holland.* New Zeeland Engineering, 15 février 1963.

CODARY, D., GAMBIN, M. P, et VAN WANBEKE, A. — *Prévisions des tassements à l'aide du pressiomètre.* Xe Congrès International de Mécanique des Sols, 1981, Stockholm, Vol. I, pp. 95-100.

DECOURT, L., *Prediction of the bearing capacity of piles based exclusively on N value of the SPT,* Proceeding ESOPT II, vol. I, pp. 29-34, 1982.

GOULET, G., HULO, Y. et JEZEQUEL, J. — *Comparaison entre les résultats de chargement statique d'un pieu et les prévisions déduites des essais géotechniques.* Sols Soils, nº 11, décembre 1964.
JEZEQUEL, J. F., LAMY, J. L., PERRIER, M. — *Mise en œuvre du pressio-pénétromètre LPC à l'aide du BSMVA de la Société Technique Louis Ménard.* Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer, Paris, 19-20 avril 1982.
LACASSE, S., LUNNE, T. — In situ *horizontal stress from pressuremeter tests.* Symposium sur la pressiométrie et ses applications en mer, Paris, 19-20 avril 1982.
LOGEAIS, L. — *Pathologie des fondations.* Bâtir nᵒˢ 1, 2 et 3, février, mars et avril 1971.
— — *Pathologie des murs de soutènement.* Bâtir nᵒˢ 5 et 6, juin et septembre 1971.
LUNNE, T., ST JOHN, H. D. — *The use of cone penetrometer tests to compute penetration resistance of steel shirts underneath North Sea gravity platforms.* Congrès Européen de Brighton, 1979, Vol. 2, pp. 233-238.
MÉNARD, L. — *Le tassement des fondations et les techniques pressiométriques.* Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics, décembre 1971.
PAQUET, J. et JUNOD, J. P. — *Application des méthodes géophysiques aux études des sols à faible profondeur pour le bâtiment et les travaux publics.* Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, mars-avril 1966.
*Proceedings of the Second European Symposium of Penetration Testing.* Amsterdam May 1982 : Volume I, 386 pages — Volume II, 586 pages, BALKEMA, A., Rotterdam.
RUITER DE, J. et FOX, D. A. — *Site investigation for North Sea Forties Field,* Off shore technology conference, Dallas, 1975.
RUITER DE, J. — *Electric penetrometer for site investigations.* Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCC, Vol. 97, nº SM 2, Proc. Paper 7907, February 1971, pp. 457-472.
SANGLERAT, G. — *Le pénétromètre et la reconnaissance des sols.* Edition française. Dunod, 1965. Edition espagnole. M. O. P. Madrid, 1967. Edition russe Moscou 1971.
— — *The penetrometer and soil exploration.* Elsevier, Amsterdam, 1972.
— — *State of the Art in France.* Symposium Penetration Testing. Stockholm, juin 1974, Vol. 1, pp. 47-58.
SANGLERAT, G. — *Analyse d'une expertise judiciaire concernant des tassements différentiels de dallages industriels,* Revue Technique du Bâtiment des Constructions industrielles, nº 81 Paris, et Cahiers de Expertise Judiciaire nº 4 Lyon, 1980.
SANGLERAT, G., TRAN VO NHIEM, SEJOURNE, M., ANDINA, R. — *Direct soil classification by static penetrometers with special friction sleeve.* Symposium on Penetration Testing, Stockholm, juin 1974, Vol. 2.2, pp. 337-344.
SANGLERAT, G., SANGLERAT, T., PICHAERT, A. et TAULELLE, M. — *Comparaison des essais de pénétration statique et dynamique.* 2ᵉ Symposium Franco-Polonais de Mécanique des Sols INSA Lyon, 1981.
SANGLERAT, G., MLYNAREK, Zb., et SANGLERAT, T. — *The statistical analysis of certain factors influencing cone resistance during static sounding of cohesive soils.* ESOPT II, Amsterdam, 1982.
SANGLERAT, G. et SANGLERAT, T. — *Pitfalls of the S. P. T.* Second European Symposium On Penetration Testing. Amsterdam, 1982.
SANGLERAT, G. et SANGLERAT. — *Quand faut-il faire intervenir un géotechnicien dans une expertise bâtiment et travaux publics* ? Cahiers de l'Expertise Judiciaire nº 4, Compagnie des Experts près la Cour d'Appel de Lyon à Lyon et le Tribunal Administratif de Lyon, 1983.
SCHMERTMANN, J. H. — *The measurement of in situ shear strength.* ASCE Specially conference on *in situ* measurement. Raleigh North Carolina 1-4 June.
SEARLE, I. W. — *The interpretation of Begemann friction jacket cone results to give soil types and design parameters.* Congrès Européen de Brighton, 1979, Vol. 2, pp. 265-270.
TUMAY, M., BOGESS, R. et ACAR, Y. — *Subsurface investigations with piezo-one penetrometer.* Proc. of the Session on Cone Penetration Testing and Experience ASCE, St Louis, nº October 1981.
VAN WAMBEKE, A., D'HEMRICOURT, J. — *Méthode globale d'interprétation de l'essai pressiométrique.* — Congrès Européen de Brighton, 1979, Vol. 2, pp. 279-282.



WALKER, F. C., HILF, J. W., DAEHN, W. W., HOLTZ, W. G., WAGNER, A. A. et GIBBS, H. J. — *Earth Manual.* Bureau of reclamation Denver, Colorado.

## PROBLÈMES

On trouvera dans le Sanglerat-Olivari-Cambou (Tome 1, 1ʳᵉ édition, pp. 245 à 318) 23 problèmes concernant l'interprétation des essais *in situ*, deux étant relatifs au S. P. T., trois au pressiomètre, cinq au pénétromètre dynamique et douze au pénétromètre statique.

Le nombre des problèmes relatifs au pressiomètre a été porté à 8 dans la 2ᵉ édition française (Dunod, 1983) ainsi que dans l'édition anglaise (Elsevier Amsterdam, 1983).

FIG. XII-45. — Un bel exemple de tassement différentiel du XVIᵉ siècle,
Place du Change à Lyon.
Ce tassement différentiel a été provoqué par la construction de la maison Thomassin en 1595.

ANNEXE

# INTRODUCTION AUX GÉOTEXTILES

par

Jean-Pierre Giroud
Ingénieur ECP, Docteur ès Sciences
Woodward-Clyde Consultants

***Présentation***

*Il est impossible, aujourd'hui, de parler de géotechnique sans parler de géotextiles. Il est impossible de parler de géotextiles sans parler de Jean-Pierre Giroud. Il a créé le terme et a contribué, par ses publications et son inlassable activité dans de nombreux comités, à faire connaître les géotextiles dans le monde entier et à jeter les bases d'une approche rationnelle à l'utilisation de ce nouveau matériau. Aussi avons-nous applaudi d'emblée lorsque notre ami Guy Sanglerat a demandé à Jean-Pierre Giroud d'écrire quelques lignes sur les géotextiles en Annexe au désormais classique Costet et Sanglerat. Lorsque l'on demande quelques lignes à Jean-Pierre Giroud, il faut s'attendre au moins à quelques pages, étant donné l'ampleur des connaissances qu'il a acquises comme chercheur à l'Université de Grenoble et ingénieur conseil avec Woodward-Clyde Consultants. Le texte qui suit ne saurait cependant être plus concis. Il donne le minimum d'informations qu'il faut posséder pour utiliser avec succès les géotextiles et il faut savoir gré à Jean Costet et Guy Sanglerat d'avoir donné cette opportunité à leurs lecteurs.*

Yves Lacroix
Ingénieur Civil des Ponts et Chaussées
PhD Civil Engineering, University of Illinois
Executive Vice-President Woodward-Clyde Consultants

Lorsque l'on visite un chantier de terrassements, il est bien rare aujourd'hui de ne pas voir de géotextile. Si l'on ouvre une revue de génie civil, on y trouve presque toujours de la publicité pour des géotextiles. Quels sont ces matériaux qui ont profondément marqué la géotechnique, surtout depuis la fin des années 1960 ?



**Types de géotextiles**

Le mot « géotextile » désigne les textiles utilisés en géotechnique, c'est-à-dire dans les sciences et techniques de la terre. Il ne faut pas confondre géotextiles et géomembranes. Les géomembranes sont les membranes, les feuilles ou les films synthétiques utilisés pour revêtir bassins, barrages et canaux. Les géomembranes sont étanches alors que les géotextiles sont perméables. Certaines géomembranes ne sont d'ailleurs que des géotextiles imprégnés de bitume ou de résine synthétique.

L'industrie textile produit, pour notre usage de tous les jours, trois sortes de textiles :

- les tissés, faits de deux séries de fils perpendiculaires combinés de façon systématique (exemples : les « tissus » utilisés pour les chemises, les costumes, les voiles de bateaux, les bâches),
- les tricotés, faits d'un seul fil systématiquement enlacé avec lui-même (exemples : les « tricots », les bas),
- les nontissés, formés de filaments disposés de façon aléatoire (exemples : certaines moquettes synthétiques, certains revêtements muraux ; le papier et le feutre ont une structure aléatoire analogue à celle des nontissés).

Les nontissés, peu connus du grand public mais très utilisés dans l'industrie, méritent quelques explications. Le premier stade de leur fabrication consiste soit à produire des filaments (de 15 à 50 μ de diamètre) de façon continue à l'aide de filières, soit à se procurer dans le commerce des fibres (qui ne sont autres que des filaments coupés à une longueur de quelques centimètres). Le deuxième stade consiste à disposer les filaments ou les fibres de façon désordonnée sur un plan, ce qui constitue un voile sans résistance. La résistance est obtenue dans un troisième stade par l'un des procédés suivants :

- Liaison chimique : un produit chimique est ajouté au voile pour fixer les fibres ou les filaments entre eux. On obtient ainsi les géotextiles nontissés chimiquement liés.
- Liaison thermique : le voile est chauffé et comprimé, ce qui provoque une fusion partielle des fibres ou des filaments et les fait adhérer entre eux. On obtient ainsi les géotextiles nontissés thermoliés qui, ayant été comprimés, ont une épaisseur faible (0,5 mm à 1 mm en général).
- Liaison mécanique par aiguilletage : le voile est soumis au passage alternatif de milliers de petites aiguilles de forme spéciale qui enchevêtrent les fibres ou les filaments. On obtient ainsi les géotextiles nontissés aiguilletés qui sont assez épais (1 mm à 5 mm ou plus).

Les textiles tissés utilisés dans l'habillement sont faits de fils comprenant quelques dizaines de fibres ou de filaments (« multifibres », « multifilaments »). Les tissés industriels et, en particulier, les géotextiles sont faits soit de « multifilaments », soit de « monofilaments » (fils à un seul filament de gros diamètre, 100 à 300 μ par exemple), soit de « laminettes » ou « bandelettes » (petits rubans).

(a) (b) (c) (d) (e) (f) (g) (h)

FIG. 1. — Types de géotextiles : (a) tissé de monofilaments ; (b) tissé de multifilaments ; (c) tissé de laminettes ou bandelettes ; (d) nontissé ; (e) nontissé (vue microscopique) ; (f) grille ; (g) treillis ; (h) mat (photographies communiquées par M. Sotton, Institut Textile de France).



Les géotextiles sont tous réalisés à l'aide de fibres, filaments, fils ou laminettes synthétiques (polyester, polypropylène, ou autres polymères) car les fibres naturelles se dégradent trop rapidement au contact du sol. Les tricotés, très déformables, ne sont pratiquement pas utilisés comme géotextiles. Les nontissés sont les plus utilisés. En plus des tissés et nontissés, on voit apparaître des matériaux qui ne sont pas des produits de l'industrie textile mais que l'on classe cependant dans les géotextiles car ils peuvent s'utiliser de la même façon. Ce sont, par exemple, les « grilles » et les « treillis » en matière plastique, dont la dimension des ouvertures varie de quelques millimètres à quelques centimètres (Fig. 1). C'est le cas également des « mats », sortes d'enchevêtrements de grosses fibres synthétiques liées entre elles par collage ou fusion superficielle (Fig. 1). Enfin, toutes les combinaisons de tissés, nontissés, grilles, treillis et mats sont possibles. Il en résulte une grande variété de géotextiles, avec des propriétés très différentes.

L'identification d'un géotextile se fait en donnant au moins le type de fabrication, la nature du polymère et la masse surfacique. Exemples : nontissé aiguilleté polyester 360 g/m$^2$ ; composite tissé de laminettes polypropylène entre deux nontissés thermoliés polyamide 580 g/m$^2$ ; treillis polyéthylène 430 g/m$^2$ ouvertures 9 mm (dans ce dernier cas, la dimension des ouvertures, aisément contrôlable, est un bon élément d'identification).

### Propriétés des géotextiles

Les géotextiles ont, d'une part, des propriétés analogues aux sables et graviers (ils laissent passer l'eau, retiennent les particules fines, résistent à la compression et au poinçonnement, et ont un coefficient de frottement élevé) et ils ont, d'autre part, une propriété que sables et graviers n'ont pas, la résistance à la traction.

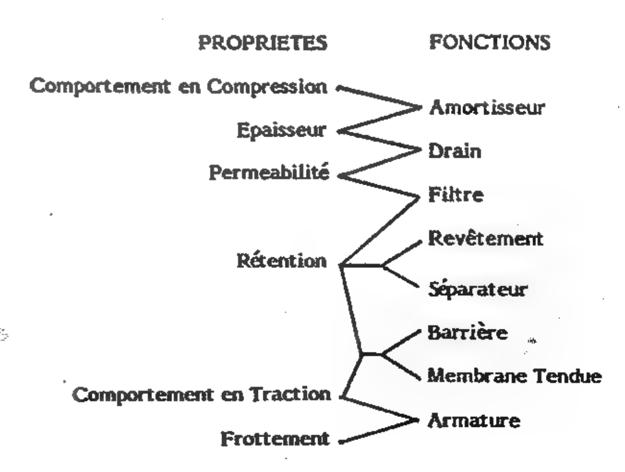



FIG. 2. — Relation entre propriétés et fonctions des géotextiles.

Cet exceptionnel éventail de propriétés explique la variété d'applications des géotextiles.

Les propriétés des géotextiles se mesurent à l'aide d'essais inspirés de ceux employés pour les textiles traditionnels, ou bien spécialement développés pour les géotextiles. Des procédures standards d'essais sont en cours de rédaction, notamment par le Comité Français des Géotextiles.

Nous nous bornons ici à donner une brève description des propriétés des géotextiles suivant la liste de la figure 2 qui indique les relations entre les propriétés des géotextiles et les fonctions qui seront décrites plus loin.

*Épaisseur et comportement en compression.* Les géotextiles courants ont une épaisseur de 0,5 mm à 5 mm. Quelques géotextiles ont des épaisseurs allant jusqu'à 20 mm. Les nontissés thermoliés, les tissés, les treillis et les grilles sont très peu compressibles. Les nontissés aiguilletés et les mats sont compressibles et leur épaisseur diminue sous une contrainte de compression. Ce phénomène est partiellement réversible et ces géotextiles retrouvent une partie importante de leur épaisseur initiale si la contrainte de compression disparaît. L'épaisseur et la compressibilité des géotextiles se mesurent simplement en pressant l'échantillon entre deux plaques.

Dans le cas où le géotextile remplit la fonction d'amortisseur, sa résistance à des compressions concentrées (poinçonnement) joue un rôle important. Différents essais utilisant des poinçons normalisés ou des cailloux permettent d'évaluer cette résistance.

*Perméabilité.* Tous les géotextiles laissent passer l'eau perpendiculairement à leur plan (perméabilité normale) (Fig. 3 *a*) et certains géotextiles épais ont, en plus, la faculté d'acheminer l'eau dans leur plan et peuvent, par conséquent, remplir la fonction de drain (Fig. 3 *b*). Des géotextiles composites sont constitués d'un géotextile épais, remplissant la fonction de drain, entre deux géotextiles remplissant la fonction de filtre (Fig. 3 *c*). On mesure la perméabilité des géotextiles à l'aide de perméamètres fonctionnant suivant le même principe que les perméamètres utilisés pour mesurer la perméabilité des sols.

*Rétention.* La dimension des ouvertures entre fils des tissés et filaments des nontissés est de l'ordre de quelques dizaines à quelques centaines de microns. Les géotextiles tissés et nontissés peuvent donc retenir les particules fines de sol et remplir, par exemple, les fonctions de filtre, de revêtement ou de séparateur. Les grilles, treillis et mats ont des ouvertures assez grosses (plusieurs millimètres et, même, plusieurs centimètres) et ne peuvent retenir que des graviers ou cailloux. On utilise par exemple des treillis ou des grilles plastiques, à la place de grillage métallique, pour faire des gabions.

La dimension des ouvertures d'un treillis ou d'une grille peut se mesurer directement. La dimension des ouvertures d'un tissé ou d'un nontissé s'évalue en faisant passer des billes de verre calibrées à travers un échantillon du géotextile. Dans un tissé, par suite d'irrégularités de fabrication, et dans un nontissé, du fait de sa structure, les ouvertures n'ont pas toutes la même dimension.



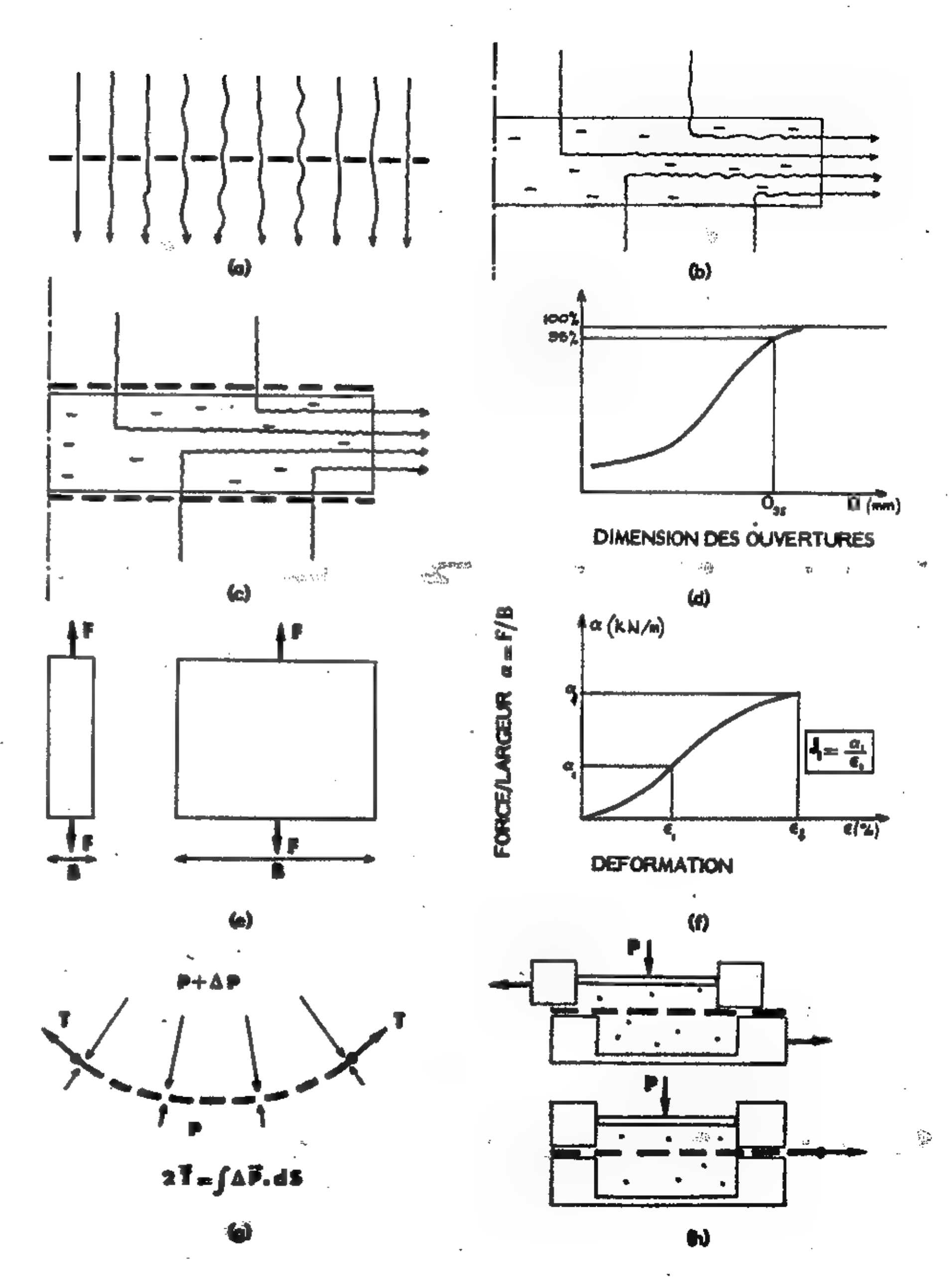



FIG. 3. — Propriétés des géotextiles.

On obtient donc une courbe de distribution des ouvertures (courbe porométrique) analogue à la courbe granulométrique d'un sol (Fig. 3 *d*). On appelle « $O_{95}$ » la dimension d'ouverture telle que 95 % des ouvertures du géotextile soient de dimension inférieure à $O_{95}$.

Pour assurer la rétention des particules de sol, un géotextile ne doit pas être perforé ou déchiré par les cailloux en contact (risque existant surtout lors de la construction). On dispose d'essais permettant d'évaluer la résistance des géotextiles à la perforation et à la déchirure.

*Comportement en traction.* Tous les géotextiles ont une résistance à la traction que l'on peut évaluer à l'aide d'un essai sur éprouvette rectangulaire (Fig. 3 *e*). On obtient ainsi une courbe donnant la force par unité de largeur en fonction de la déformation (Fig. 3 *f*). La forme de la courbe dépend notamment du type de géotextile et du rapport longueur/largeur de l'éprouvette. Les plages de valeurs typiques de déformation à la rupture, $\varepsilon_f$, et de résistance à la rupture, $\alpha_f$, sont :

- Nontissés : déformation 30 à 100 %, résistance 1 à 10 kN/m (nontissés courants pour applications où la résistance requise n'est pas importante), 10 à 30 kN/m (nontissés courants), 30 à 100 kN/m (nontissés forts).
- Tissés : déformation 10 à 25 %, résistance 10 à 50 kN/m (courants), 50 à 100 kN/m (forts), 100 à 1 000 kN/m (très forts).
- Treillis : déformation 15 à 50 %, résistance 1 à 20 kN/m.
- Grilles : déformation 10 à 20 %, résistance 30 à 100 kN/m.
- Mats : déformation supérieure à 50 % et résistance de l'ordre de 1 kN/m.

Les nontissés, les mats et, à un moindre degré, les treillis sont en général à peu près isotropes : leur comportement en traction est à peu près identique dans toutes les directions. Les tissés et les grilles sont très anisotropes : les valeurs données ci-dessus sont relatives à la direction des fils (pour les tissés) et des barreaux (pour les grilles) ; des résistances plus faibles et des déformations plus fortes seraient obtenues dans les autres directions.

Dans certaines méthodes de dimensionnement intervient le module du géotextile correspondant à une déformation donnée (5 % par exemple) : c'est le rapport entre la force par unité de largeur (relative à la déformation donnée) et la déformation donnée (Fig. 3 *f*).

D'autres essais que la traction simple sur éprouvette rectangulaire sont utilisés pour étudier le comportement en traction des géotextiles. Certains essais utilisent l'effet de membrane : l'échantillon de géotextile, soumis à une pression différente des deux côtés, prend une forme courbe (« membrane tendue ») (Fig. 3 *g*). La différence de pression est équilibrée par la tension du géotextile que l'on peut ainsi mesurer. L'effet de membrane est très important dans certains ouvrages : un géotextile tendu de forme courbe exerce sur le matériau en contact une pression additionnelle qui contribue à renforcer l'ouvrage (voir Fig. 10).



*Frottement.* Des essais ont été faits avec une boîte de cisaillement de grandes dimensions, un géotextile étant placé dans le plan de glissement (Fig. 3 *h*). Ces essais ont montré qu'il était toujours possible de trouver un géotextile tel que le frottement géotextile/sol pulvérulent soit à peu près égal au frottement interne du sol pulvérulent, et que l'adhérence géotextile/sol cohérent soit à peu près égale à la cohésion du sol. Dans la pratique, deux cas peuvent se présenter où il est important de connaître l'interaction mécanique géotextile/sol : lorsqu'un géotextile doit remplir la fonction de renforcement du sol et lorsque l'on veut s'assurer qu'un géotextile, remplissant une fonction quelconque, ne risque pas de constituer une surface de glissement.

*Durabilité.* Les propriétés présentées ci-dessus sont celles qui conditionnent les fonctions remplies par les géotextiles (Fig. 2). Dans certains cas, le géotextile n'a qu'un rôle temporaire, soit qu'il se trouve dans un ouvrage provisoire (piste d'accès, batardeau), soit que la fonction qu'il remplit n'ait d'intérêt que pendant la construction de l'ouvrage (par exemple, première couche d'un remblai utilisée temporairement comme piste de chantier) ou pendant une première phase (par exemple géotextile renforçant superficiellement une pente en attendant que pousse la végétation). Mais, dans la majorité des cas, la fonction remplie par le géotextile est permanente et une durée de vie de plusieurs dizaines d'années est requise. Trois mécanismes de dégradation des géotextiles peuvent être considérés : désorganisation de la structure, perte de matière, transformation de la matière.

C'est au cours de la construction que la structure d'un géotextile risque le plus d'être désorganisée par des actions mécaniques (déchirure, perforation). Ce point sera évoqué plus loin sous la rubrique « Mise en œuvre ». Passé le stade critique de la construction, un géotextile court peu de risques de dégradation comme indiqué ci-dessous.

Un géotextile peut perdre de la matière par abrasion. Ceci ne peut se produire que lorsque le géotextile est en contact avec des éléments rugueux animés d'un mouvement alterné (ballast de chemin de fer, enrochements ou blocs de béton soumis à l'action des vagues). Dans ces cas, des géotextiles spéciaux résistant à l'abrasion doivent être utilisés. Un géotextile peut également perdre de la matière du fait de vandales ou d'animaux rongeurs. Les conséquences pourraient être graves dans le cas d'une digue ou d'un barrage mais les géotextiles sont généralement peu accessibles et, à notre connaissance, aucun cas grave n'a été signalé.

Les polymères constituant les géotextiles (polyester, polypropylène, etc.) ont une excellente résistance chimique. Ils ne sont pas attaqués par les produits chimiques et les micro-organismes normalement présents dans le sol. De ce point de vue, il ne faut prendre des précautions particulières (choix d'un type spécial de géotextiles, protection du géotextile) que dans des ouvrages particuliers (stockage de produits chimiques, construction dans des sols pollués). Finalement, le seul risque important de dégradation des géotextiles vient du rayonnement ultraviolet de la lumière solaire. La résistance d'un géotextile à

l'exposition solaire dépend du polymère et du diamètre des filaments. Lorsque, au cours de la construction d'un ouvrage, un géotextile doit être exposé plus de trois semaines, il faut s'assurer auprès du fournisseur que le géotextile envisagé peut résister. Dans les cas, assez rares, où un géotextile doit demeurer en surface d'un ouvrage définitif, il faut l'abriter de la lumière en le recouvrant d'une géomembrane opaque ou en pulvérisant du mortier, du bitume ou une résine.

**Fonctions et applications des géotextiles**

En décrivant les propriétés des géotextiles, nous avons évoqué certaines des fonctions qu'ils peuvent remplir. La figure 2 récapitule ces fonctions et montre leurs relations avec les propriétés décrites plus haut.

Décrivons brièvement ces fonctions et illustrons-les de quelques exemples d'applications.

*Amortisseur.* Un géotextile remplit la fonction d'amortisseur lorsque, placé entre deux matériaux, il atténue ou uniformise les contraintes ou déformations transmises à celui des deux matériaux que l'on désire protéger. Seul un géotextile épais et ayant une résistance élevée à la compression et au poinçonnement peut remplir cette fonction de façon satisfaisante. Exemples :

• Réhabilitation d'une chaussée fissurée (Fig. 4 *a*). Du bitume liquide est d'abord répandu sur la chaussée pour boucher les fissures, fixer le géotextile et l'imprégner. On place ensuite le géotextile, puis le nouveau revêtement en béton bitumineux. Le géotextile, imprégné de bitume devient imperméable, ce qui protège de l'eau de pluie les couches inférieures. Le géotextile imprégné de bitume a un comportement viscoélastique : sous les sollicitations rapides du trafic il est rigide et supporte correctement le nouveau revêtement ; sous l'effet des mouvements thermiques lents qui font jouer les fissures, il est souple et peut remplir la fonction d'amortisseur, empêchant ou ralentissant la propagation des fissures de la chaussée ancienne vers le nouveau revêtement.

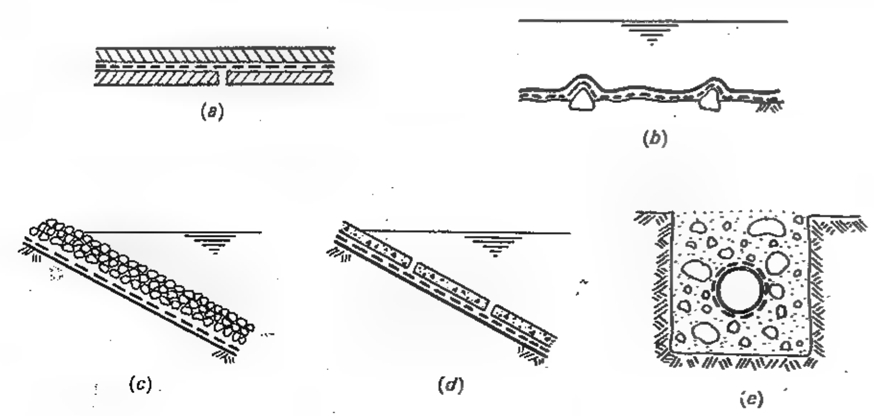



FIG. 4. — Exemples de géotextiles remplissant la fonction d'amortisseur.



Cette application a fait l'objet de très nombreuses réalisations, surtout aux Etats-Unis, sur les routes et même sur quelques aérodromes.

• Géotextile protégeant une géomembrane de la perforation par les cailloux de son support (Fig. 4 *b*) ou de l'abrasion et de la perforation par les éléments anguleux (cailloux, dalles) de sa couverture (Fig. 4 *c*, *d*).

• Géotextile protégeant du contact avec les cailloux une conduite métallique couverte d'un revêtement anti-corrosion fragile (Fig. 4 *e*).

*Drain.* Un géotextile remplit la fonction de drain lorsqu'il collecte un liquide ou un gaz qu'il achemine dans son plan vers un exutoire. Rappelons que seuls quelques géotextiles épais peuvent remplir cette fonction. Exemples :

• Drain vertical le long d'un mur enterré (Fig. 5 *a*).

• Drain placé sous un revêtement étanche (géomembrane, béton) pour éviter son soulèvement par des sous-pressions d'eau ou de gaz (Fig. 5 *b*).

• Drain placé entre deux étanchéités pour éviter toute pollution du terrain par le liquide fuyant à travers l'étanchéité supérieure (Fig. 5 *c*).

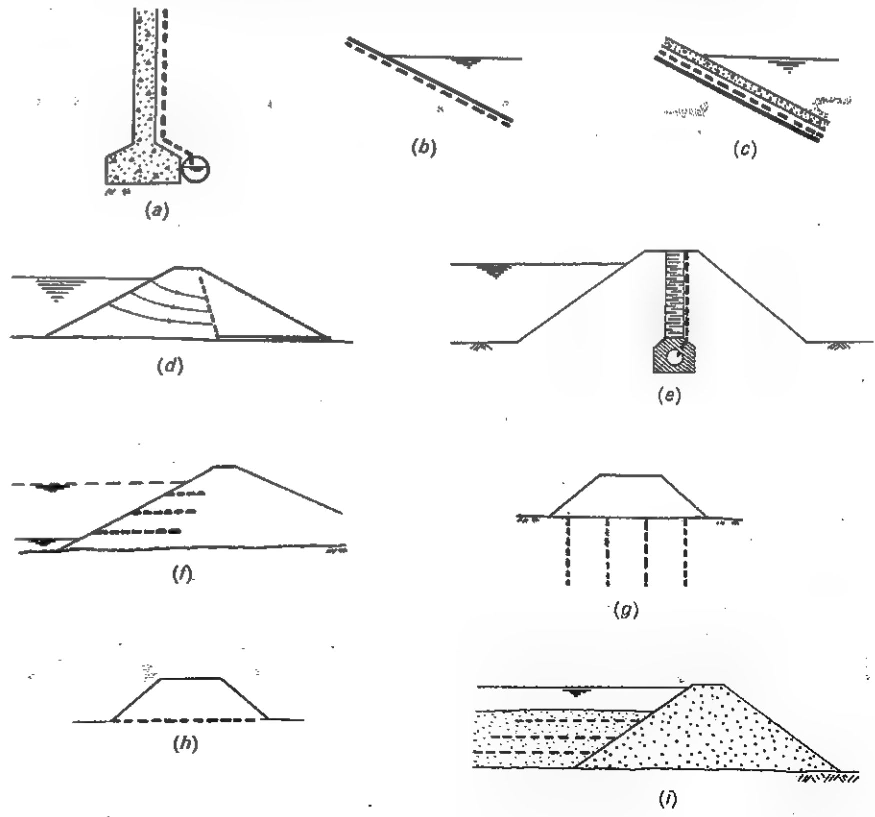



FIG. 5. — Exemples de géotextiles remplissant la fonction de drain.

• Drain « cheminée » empêchant les eaux traversant un barrage en terre d'aller humidifier la zone aval (Fig. 5 *d*).

• Géotextile placé derrière la paroi de ciment-bentonite (matériau relativement fragile) constituant le noyau étanche d'un barrage construit en sol semi-étanche (Fig. 5 *e*). En cas de fissuration de la paroi, le géotextile remplit deux fonctions. D'abord il remplit la fonction de drain, acheminant l'eau vers la galerie à la base du barrage pour déclencher l'alerte. Ensuite, si la fissure s'agrandit par érosion, le géotextile arrête les particules fines, empêchant le développement d'un renard (dans ce dernier cas le géotextile remplit la fonction de filtre pour un liquide transportant des particules en suspension ; voir plus loin).

• Drains horizontaux évacuant l'eau contenue dans la zone amont d'un barrage en cas de vidange rapide (Fig. 5 *f*).

• Drains verticaux évacuant vers le haut l'eau chassée du sol lors de sa consolidation sous le poids du remblai (Fig. 5 *g*).

• Drain horizontal évacuant latéralement l'eau chassée du sol lors de sa consolidation sous le poids du remblai (Fig. 5 *h*). Cette application peut être combinée à la précédente. Drains horizontaux dans les voies ferrées (voir Fig. 8 *p* et *q*).

• Drains horizontaux accélérant la consolidation d'une retenue de stériles de mine (Fig. 5 *i*).

• Drains horizontaux accélérant la consolidation d'un remblai construit en argile saturée. Dans ce cas, les géotextiles horizontaux remplissent également la fonction d'armature (voir Fig. 11 *b* à *h*).

*Filtre.* Un géotextile remplit la fonction de filtre : (1) lorsque, placé en travers d'un courant de liquide transportant des particules en suspension, il arrête certaines particules tout en laissant passer le liquide ; ou (2) lorsque, placé en contact avec un sol, il laisse passer l'eau qui s'en échappe tout en empêchant la quasi-totalité des particules de sol de se laisser entraîner par le courant d'eau.

Les deux cas sont radicalement différents. Dans le premier cas, le colmatage est inévitable car les particules s'accumulent sur le filtre. Dans le deuxième cas, si le filtre est bien dimensionné et bien construit, les particules de sol ne bougent pas et il n'y a pas de colmatage.

La fonction de filtre est l'une des plus importantes fonctions des géotextiles et les exemples sont très nombreux. Commençons par la filtration de liquides charriant des particules en suspension :

• Bassin de décantation pour recharge de la nappe phréatique (Fig. 6 *a*). Le géotextile, périodiquement remplacé, recueille les particules solides, prévenant ainsi le colmatage du lit de sable où vivent les bactéries assurant la purification biologique de l'eau.

• Rétention des particules de sable et silt dans un remblaiement hydraulique (Fig. 6 *b*).



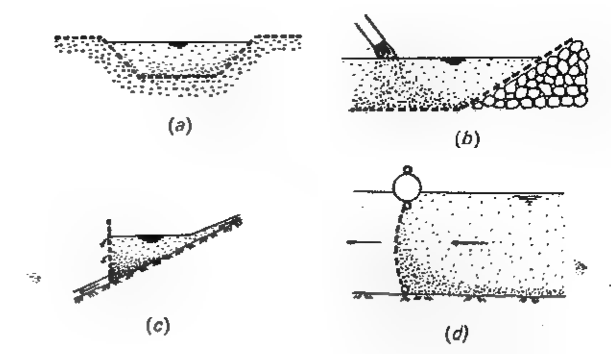



FIG. 6. — Exemples de géotextiles remplissant la fonction de filtre pour un liquide transportant des particules en suspension.

• Barrière à silt (Fig. 6 *c*) : un géotextile retenu par des piquets de 1 m de haut arrête les particules fines charriées par un courant d'eau. Il s'agit souvent de constructions temporaires pour contrôler l'érosion liée à des terrassements.

• Rideau à silt (Fig. 6 *d*) : un géotextile suspendu à des flotteurs et lesté ou ancré à sa base enclôt une zone de draguage ou terrassements, en mer ou en rivière. Il arrête les particules fines en suspension pour éviter la pollution des eaux.

• Tubes, sacs, poches de géotextile pour contenir du remblai hydraulique ou du béton frais (voir Fig. 10 *b*, *e*, *f*, *g*, *h*).

Les exemples qui suivent ont trait au deuxième type de filtration (géotextile placé en contact avec un sol d'où s'échappe de l'eau) :

• Le cas le plus classique est celui des géotextiles utilisés comme filtres pour protéger des drains en gravier ou cailloux : tranchées drainantes (Fig. 7 *a*), zone drainante derrière un mur de soutènement (Fig. 7 *b*), couche drainante sous un jardin (Fig. 7 *c*), drain « cheminée » et tapis drainant (Fig. 7 *d*) ou massif drainant (Fig. 7 *e*) empêchant l'eau de s'accumuler dans la zone aval d'un barrage, drains horizontaux évacuant l'eau contenue dans la zone amont d'un barrage en cas de vidange rapide (Fig. 7 *f*), drain placé sous un revêtement étanche (géomembrane, béton) pour éviter son soulèvement par des sous-pressions d'eau ou de gaz (Fig. 7 *g*).

• On utilise également des géotextiles comme filtres pour les gabions (Fig. 7 *h*), les tuyaux perforés (Fig. 7 *i*), les puits et piézomètres (Fig. 7 *j*) et les géotextiles épais remplissant la fonction de drain. Dans de nombreux cas, le système gravier-drain/géotextile-filtre présenté plus haut peut être remplacé par un système géotextile-drain/géotextile-filtre. On peut soit installer successivement le géotextile-drain et le géotextile-filtre, soit utiliser un composite disponible sur le marché comprenant deux géotextiles (filtre/drain) ou trois (filtre/drain/filtre). De tels composites sont utilisés notamment le long des murs enterrés (Fig. 7 *k*), pour réaliser des tranchées drainantes entièrement synthétiques (Fig. 7 *l*), ou sous les géomembranes (Fig. 7 *m*).

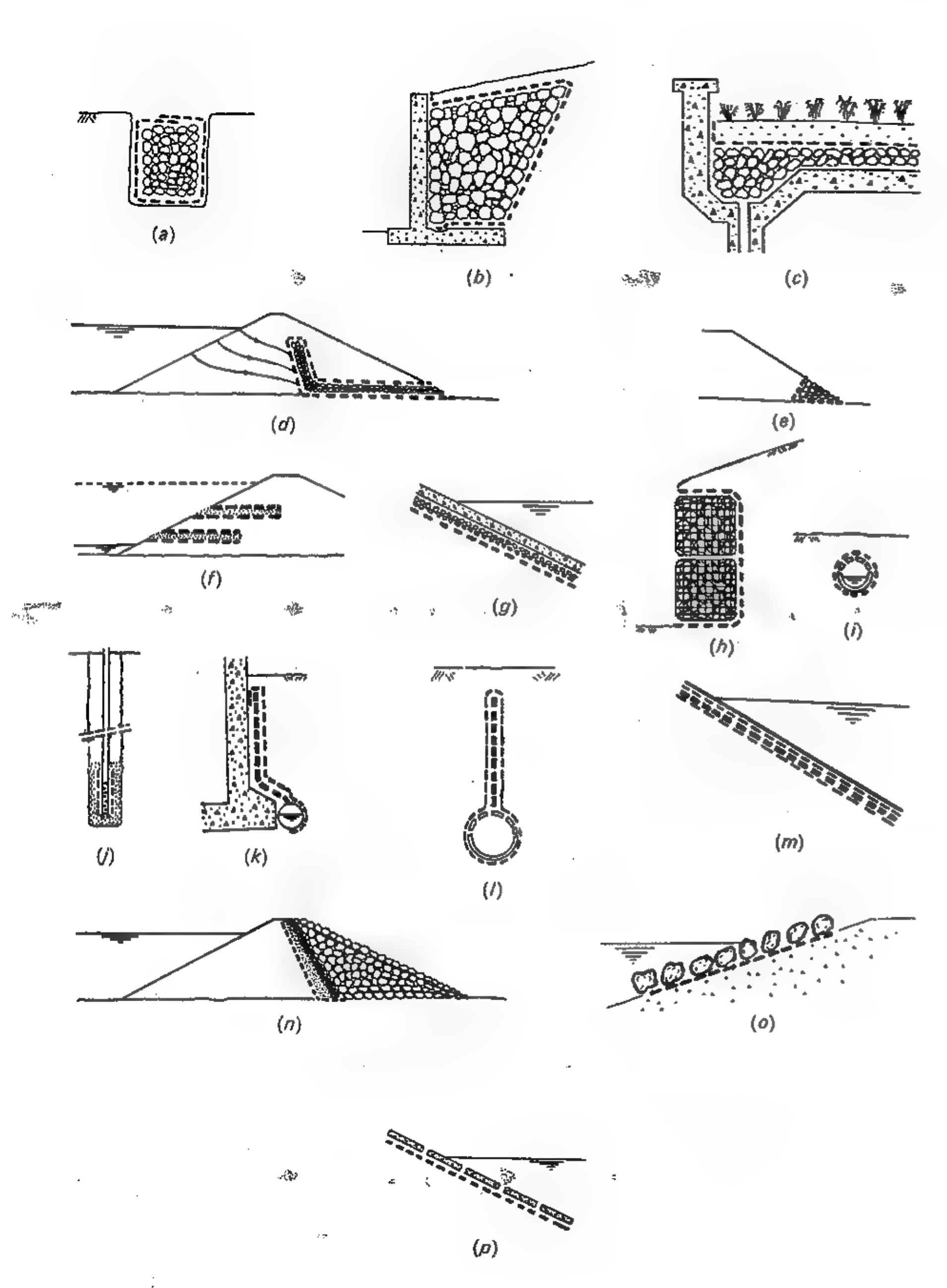



FIG. 7. — Exemples de géotextiles remplissant la fonction de filtre en contact avec un sol d'où s'échappe de l'eau (ou quelquefois un gaz).



• Un exemple spectaculaire de géotextile utilisé comme filtre est celui du géotextile constituant la première zone de transition, contre le noyau argileux, dans un barrage zoné (Fig. 7 *n*). Un grand barrage a déjà été construit ainsi.

• L'emploi de géotextiles comme filtres sous enrochements (Fig. 7 *o*), blocs ou dalles de béton (Fig. 7 *p*), gabions, dans la protection des côtes, des berges, des lits de rivière, des fonds marins, etc. est devenu classique. Dans le cas d'une protection en enrochements, il faudrait plusieurs couches successives de filtres granulaires pour satisfaire les critères de filtres. Une seule couche de géotextile suffit.

Les ouvrages où des géotextiles ont été utilisés comme filtres se comptent par milliers. Les géotextiles remplacent les filtres traditionnels en sable, souvent difficiles à installer et de plus en plus coûteux.

*Revêtement.* Un géotextile remplit la fonction de revêtement lorsque, placé à la surface du sol, il empêche les particules de s'échapper sous l'action de sollicitations mécaniques légères. Cette utilisation des géotextiles n'est, pour le moment, pas très importante : revêtement de pistes d'hélicoptère, pistes cyclables, courts de tennis, etc. Dans ce genre d'application le géotextile doit résister au rayonnement ultraviolet et à l'abrasion et il est souvent préférable qu'il soit imperméable. Pour ces trois raisons, le géotextile est généralement imprégné de résine ou bitume (avec éventuellement quelques gravillons).

*Séparateur.* Un géotextile remplit la fonction de séparateur lorsque, placé entre un sol fin et un matériau grossier (graviers, cailloux, pavés, blocs, dalles, planches, etc.), il les empêche de s'interpénétrer lorsqu'ils sont pressés l'un contre l'autre par les contraintes appliquées.

La fonction de séparation est l'une des plus importantes fonctions des géotextiles et certainement la plus originale si l'on considère les fonctions remplies par les autres matériaux utilisés en géotechnique. Les exemples d'applications sont très nombreux. On peut les classer en deux catégories selon que les contraintes appliquées sont dues à des charges inertes ou au trafic. Commençons par les exemples relatifs au cas où les contraintes sont dues au poids des terres :

• Géotextiles entre un remblai en matériau granulaire et un sol mou (Fig. 8 *a*). Cette application est l'une des plus fréquentes des géotextiles. Si le sol se consolide et que de l'eau s'échappe, le géotextile peut remplir la fonction de filtre ou de drain (Fig. 5 *h*). Le géotextile peut également remplir la fonction d'armature (Fig. 11 *a*). De la même façon, on peut utiliser un géotextile sous des gabions (Fig. 8 *b*), sous un tas de matériau granulaire (céréales, minerai) (Fig. 8 *c*), sous un remblai subaquatique (Fig. 8 *d*) et sous des fondations (Fig. 8 *e*).

• Coussin sous un remblai (Fig. 8 *f*), une fondation (Fig. 8 *g*) ou autour de canalisations (Fig. 8 *h*).

• Géotextile pour empêcher un sol de s'échapper par une fente, par exemple

entre remblai et palplanches (Fig. 8 *i*) ou entre la base d'un noyau de barrage et un rocher fissuré (Fig. 8 *j*).

Exemples d'applications où les contraintes sont provoquées par le trafic :

- Aires de stockage (Fig. 8 *k*) et de stationnement (Fig. 8 *l*), routes et aérodromes (Fig. 8 *m*).
- Pistes en planches (Fig. 8 *n*) (on trouve même des géotextiles avec des

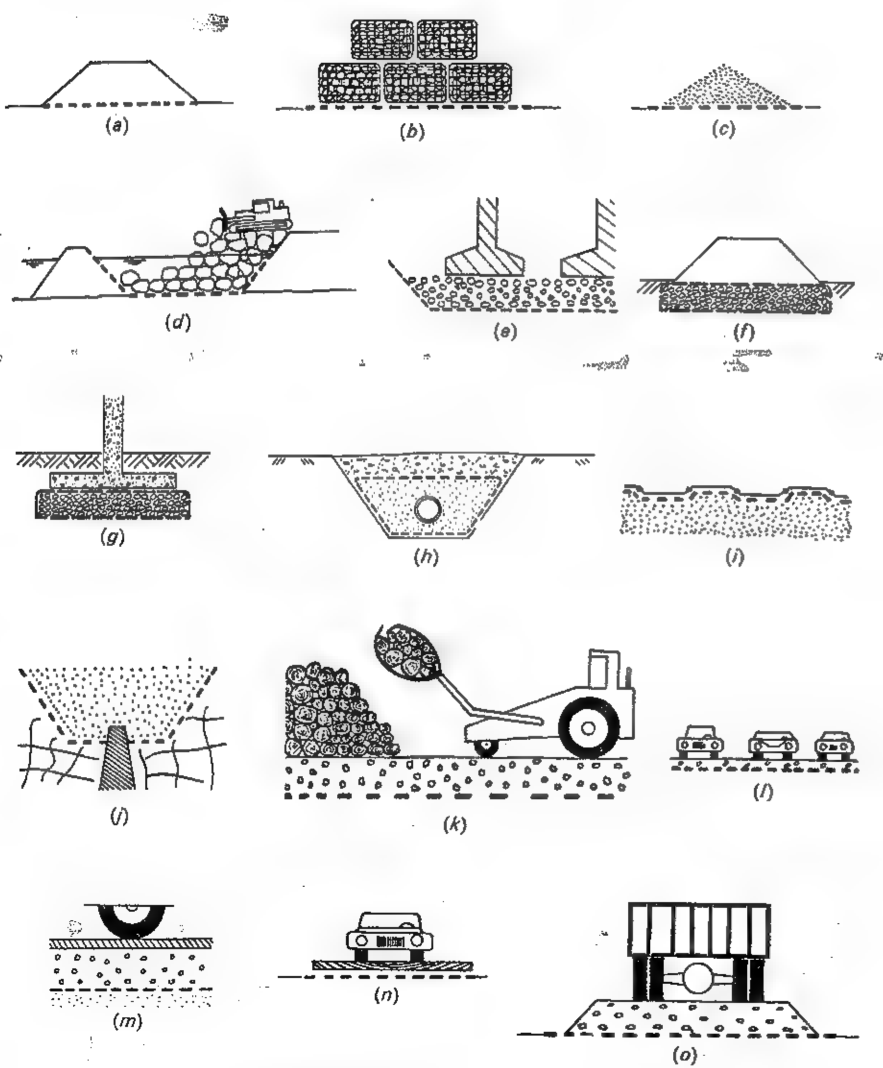



FIG. 8. — Exemples de géotextiles remplissant la fonction de séparateur.



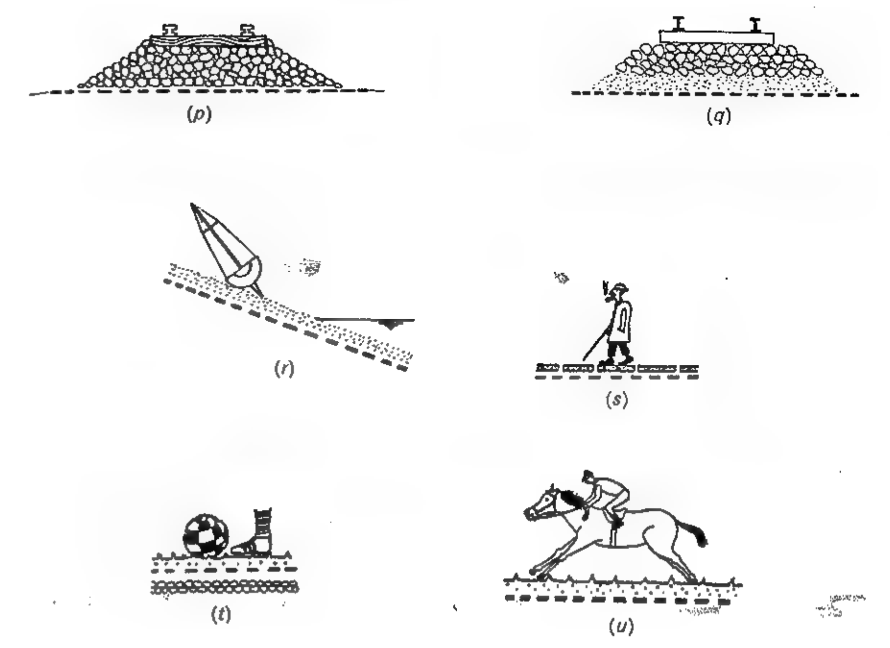



FIG. 8. — Exemples de géotextiles remplissant la fonction de séparateur (suite).

logements dans lesquels on peut insérer les planches) ou revêtues de gravier (Fig. 8 *o*).

- De grandes quantités de géotextiles sont utilisées dans les voies ferrées. Pour l'entretien des voies anciennes en mauvais état, on place souvent le géotextile en contact direct avec le ballast (Fig. 8 *p*). Pour la construction des voies nouvelles, on préfère généralement placer une couche granulaire (gravier, ou gravier et sable) entre ballast et géotextile (Fig. 8 *q*). Le rôle de cette couche granulaire est double : (1) éviter l'abrasion et la perforation du géotextile par le ballast, (2) répartir les contraintes (car la répétition de contraintes élevées favoriserait la mobilité des particules fines de sol qui finiraient par traverser le géotextile). En plus de la fonction de séparateur, les géotextiles épais, placés dans les voies ferrées, remplissent la fonction de drain, évacuant latéralement les eaux de pluie ou celles provenant du sol de fondation.
- Aires de loisirs et terrains de sport (Fig. 8 *r*, *s*, *t*, *u*).

*Barrière.* Un géotextile remplit la fonction de barrière lorsque, placé sur le parcours de corps solides en mouvement, il les arrête. Pour remplir cette fonction, un géotextile doit résister à la traction et doit avoir la propriété de rétention (ouvertures suffisamment petites pour retenir les solides, condition facile à satisfaire, et résistance à la perforation). De plus le géotextile doit résister au rayonnement ultraviolet. Seuls des géotextiles tissés fabriqués à l'aide de très gros monofilaments ou des grilles ou treillis plastiques peuvent remplir ces

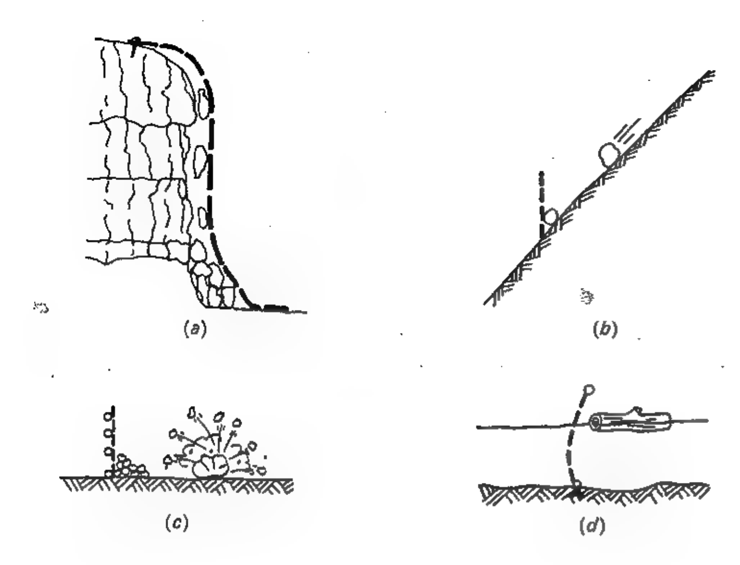



Fig. 9. — Exemples de géotextiles remplissant la fonction de barrière.

conditions. Peu d'applications de ce type ont été réalisées jusqu'à présent : barrières d'éboulement (Fig. 9 *a*, *b*), d'explosion (Fig. 9 *c*) et de corps flottants (Fig. 9 *d*).

*Membrane tendue.* Un géotextile remplit la fonction de membrane tendue lorsque, placé entre deux matériaux ayant des pressions différentes, il contient celui qui est à la pression la plus élevée. Le déséquilibre des pressions est compensé par la résultante des tensions du géotextile selon le schéma de la figure 3 *g*. La fonction « membrane tendue » résulte donc de la combinaison de deux propriétés du géotextile : rétention, pour que les deux matériaux demeurent séparés, et résistance à la traction. Exemples :

- Petits soutènements réalisés à l'aide d'un géotextile de 0,5 m de haut environ, maintenu par des piquets verticaux espacés de 0,5 m à 1 m (Fig. 10 *a*). Dans la petite terrasse de terre située derrière le géotextile on plante des arbustes pour reboiser les pentes érodés. Le géotextile se tend et prend une forme courbe sous l'effet de la poussée de la terre. Pour cette application il faut que le géotextile ait une très bonne résistance au rayonnement ultraviolet (par exemple tissé fait de gros monofilaments) ou qu'il soit protégé par une pulvérisation de résine ou de bitume. Il faut également que ce géotextile soit peu susceptible de fluer. On peut également utiliser une grille (fournissant la résistance), doublée d'un géotextile fournissant la rétention. Notons que dans les barrières à silts (Fig. 6 *c*) et les rideaux à silts (Fig. 6 *d*), le géotextile, dont la fonction principale est celle de filtre, a également une fonction secondaire de membrane tendue.



(a) (b) (c) (d) (e) (f) (g) (h) (i) (j) (k) (l)

Fig. 10. — Exemples de géotextiles remplissant la fonction de membrane tendue.

• Tubes et sacs, en tissé ou nontissé, contenant du sable (Fig. 10 *b*) éventuellement remplis par remblaiement hydraulique (dans ce cas, le géotextile joue également le rôle de filtre pendant le remplissage) ; gabions réalisés à l'aide de treillis ou grilles plastiques (Fig. 10 *c*). Ces tubes, sacs, gabions sont des éléments de construction que l'on peut empiler ou agencer pour construire une grande variété d'ouvrages provisoires ou définitifs (Fig. 10 *d*). Notons que la face verticale des massifs multicouches sol-géotextile (Fig. 11 *b*, *c*) est une série de demi-tubes où le géotextile remplit la fonction de membrane tendue.

• Chaussettes, en tissé ou nontissé, remplies de béton pour réaliser des pieux dans des sols caverneux (Fig. 10 *e*) ou pour chemiser des pieux en bois rongés par la pourriture dans la zone de marnage (Fig. 10 *f*) ; enveloppe de géotextile tissé, servant à mouler une dalle de béton, plate ou ondulée, pour protéger une berge (Fig. 10 *g*). On a également utilisé le même principe pour assurer l'assise de fondations sous-marines (Fig. 10 *h*).

• Géotextile aidant une géomembrane à « ponter » une fissure (Fig. 10 *i*). Dans ce cas le géotextile ne fournit que la propriété de résistance à la traction, la propriété de rétention de l'eau étant apportée par la géomembrane. Suivant le même principe, un géotextile peut ponter un affaissement local du sol sous un remblai (Fig. 10 *j*).

• Pistes (Fig. 10 *k*). Si l'orniérage est faible, le géotextile remplit seulement la fonction de séparateur (voir Fig. 8 *o*). Si l'orniérage est important, le géotextile remplit la fonction de membrane tendue entre les roues et sous les roues. Entre les roues, grâce à l'effet de membrane tendue, la pression sur le sol de fondation est supérieure à celle qui serait appliquée sans le géotextile : il en résulte une augmentation de la portance du sol. Sous les roues, grâce à l'effet de membrane tendue, la pression sur le sol de fondation est inférieure à celle qu'il y aurait sans géotextile. Ces deux effets s'ajoutent et le résultat global de l'utilisation du géotextile est un renforcement de la piste autorisant une réduction de l'épaisseur de la couche de gravier. On peut également réaliser une piste à l'aide d'un géotextile non revêtu de gravier (Fig. 10 *l*) mais ceci est très rare (opérations militaires, exploration).

*Armature.* Un géotextile remplit la fonction d'armature lorsqu'il contribue par son comportement en traction à la stabilité d'un ouvrage. Pour remplir cette fonction, le géotextile doit avoir non seulement des propriétés en traction (résistance, module) élevées, mais aussi un coefficient de frottement élevé avec le sol en contact.

La fonction d'armature et la fonction de membrane tendue sont les deux fonctions par lesquelles un géotextile peut renforcer un sol. Aussi regroupe-t-on souvent ces deux fonctions sous le nom de renforcement.

Exemples d'ouvrages où un géotextile remplit la fonction d'armature :

• Géotextile sous remblai (Fig. 11 *a*) : le géotextile peut remplir la fonction d'armature si l'analyse montre que le remblai sans géotextile serait instable. Un géotextile placé à la base d'un remblai peut également remplir les fonctions de séparateur (Fig. 8 *a*) et de drain (Fig. 5 *h*).



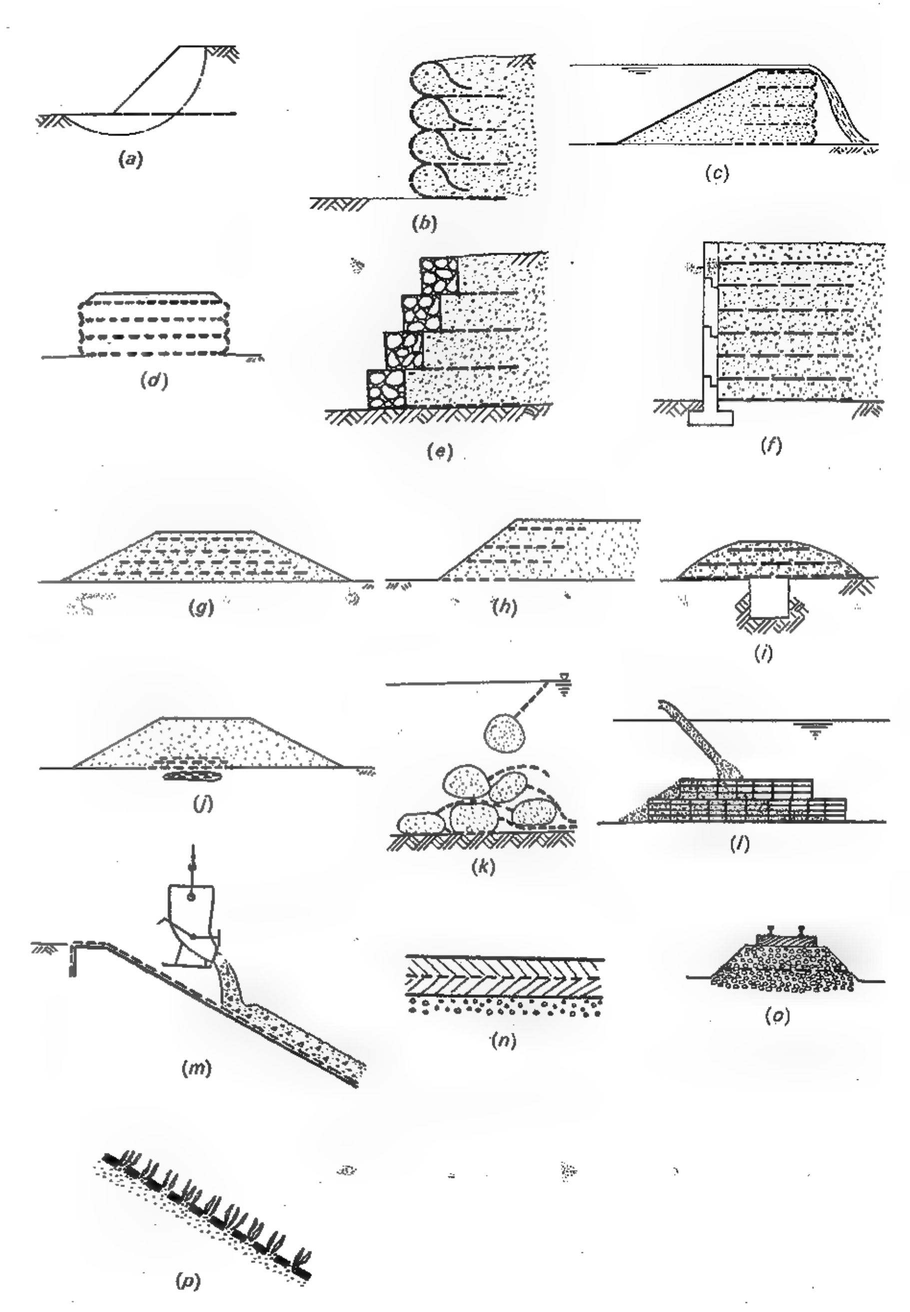



FIG. 11. — Exemples de géotextiles remplissant la fonction d'armature.

• Massifs multicouches à parement géotextile pour réaliser des soutènements (Fig. 11 *b*), des barrages (Fig. 11 *c*), des remblais (Fig. 11 *d*). La partie horizontale du géotextile remplit la fonction d'armature et la partie courbe celle de membrane tendue. La partie exposée du géotextile doit être protégée du rayonnement ultraviolet à l'aide d'une pulvérisation de bitume, mortier, résine ou d'un rideau en géomembrane opaque. La construction de parements verticaux en géotextiles nécessite l'utilisation de coffrages. Le parement vertical peut également être réalisé en gabions (Fig. 11 *e*) ou plaques de béton (Fig. 11 *f*). On peut aussi construire un massif en sol armé à parements non revêtus (Fig. 11 *g*) et l'on peut se contenter d'armer le bord du massif pour faciliter le compactage et/ou augmenter la stabilité superficielle (Fig. 11 *h*). Dans tous ces massifs multicouches, un géotextile épais peut, si nécessaire, remplir la fonction de drain. On peut enfin, suivant le même principe réaliser des abris (Fig. 11 *i*) ou ponter des zones de sol faible sous un remblai (Fig. 11 *j*).

• Constructions subaquatiques. Il est alors difficile de mettre le géotextile en place horizontalement. Divers systèmes d'armature ont été suggérés ou expérimentés : blocs ou sacs munis d'une traîne en géotextile destinée à remplir la fonction d'armature (Fig. 11 *k*), cellules réalisées à l'aide de grilles plastiques déposées au fond de la mer et remblayées hydrauliquement (Fig. 11 *l*).

• Un géotextile, placé sur une géomembrane, et convenablement ancré en tête de pente, permet de couler du béton qui glisserait s'il était coulé directement sur la géomembrane (Fig. 11 *m*). Le géotextile remplit à la fois la fonction d'armature et de drain, évacuant l'eau en excès dans le béton qui, autrement, lubrifierait le contact béton frais-géomembrane. Cette application est très importante dans les canaux.

• On envisage d'utiliser des géotextiles spéciaux pour armer les revêtements routiers (Fig. 11 *n*), ce qu'il ne faut pas confondre avec les géotextiles utilisés contre la propagation des fissures (voir Fig. 4 *a*). On envisage également l'utilisation de grilles plastiques pour armer les ballasts de chemins de fer afin de prévenir l'épanchement latéral du ballast sous l'effet des charges répétées (Fig. 11 *o*).

• Les mats sont couramment utilisés comme armature superficielle temporaire du sol pendant que pousse la végétation (Fig. 11 *p*).

### Sélection et dimensionnement

Faut-il utiliser un tissé ou un non-tissé, en polyester ou polypropylène ? Peut-on réduire le coût du projet si l'on utilise un géotextile ? Questions désormais classiques qu'il faut traiter ensemble : sélection du géotextile et dimensionnement de l'ouvrage sont liés.

On peut distinguer trois types de méthodes de sélection et dimensionnement :

• Méthodes empiriques qui consistent à utiliser une *classification* des situations susceptibles d'être rencontrées (classification établie en tirant parti de l'expérience acquise). Il faut faire des *essais d'identification* sur chacun des matériaux de l'ouvrage (y compris les géotextiles) pour les situer dans la classification.



• Méthodes analogiques qui consistent à *comparer* la réalité à des essais. On fait un ou plusieurs *essais de simulation* à l'aide d'un modèle reproduisant la réalité à une certaine échelle. La comparaison essai/réalité est d'autant plus simple que l'échelle est voisine de un.

• Méthodes analytiques qui consistent à faire une *analyse* théorique du fonctionnement de l'ouvrage à l'aide de calculs et de résultats connus (formules, abaques). Il faut faire des *essais de comportement* sur chacun des matériaux de l'ouvrage pour obtenir les valeurs de leurs propriétés intervenant dans l'analyse.

L'idéal serait que, pour une application donnée, on puisse utiliser les trois types de méthodes et comparer leurs résultats. En fait, chaque méthode nécessite un travail préalable (classification, construction d'un modèle, analyse théorique) qui n'a pas encore été fait dans beaucoup de cas. Il en résulte que, pour une application donnée, on ne dispose en général aujourd'hui que d'une ou deux méthodes, celles que l'on a eu le temps de mettre au point. Voyons quelques exemples.

Les applications où le géotextile remplit les fonctions d'amortisseur, revêtement, ou barrière se prêtent difficilement à l'analyse théorique du fait du caractère concentré des sollicitations. La méthode analogique est recommandée car, les phénomènes relatifs à ces fonctions étant à une échelle assez petite, les modèles sont faciles à construire. Un exemple typique est le modèle utilisé pour évaluer les géotextiles utilisés pour protéger les géomembranes [1].

Les phénomènes relatifs à la fonction de séparateur sont assez complexes (action simultanée de charges réparties et concentrées, répétition des charges) et seulement quelques tentatives d'analyse théorique et d'essais de simulation ont été faites. Le grand nombre d'applications où les géotextiles jouent le rôle de séparateur a permis au Comité Français des Géotextiles d'établir une classification servant de base à une méthode empirique pour les aires de stationnement [2] et les pistes [3]. Dans ce dernier cas, le géotextile peut également jouer le rôle de membrane tendue, ce qui conduit à une méthode de dimensionnement analytique comme nous le verrons plus loin.

Des méthodes analytiques de dimensionnement des ouvrages et sélection des géotextiles ont pu être établies dans le cas de fonctions où le géotextile est soumis à des sollicitations simples susceptibles d'être traitées par le calcul. C'est le cas des fonctions de drain, filtre, membrane tendue et armature. Le dimensionnement des drains géotextiles relève de l'hydraulique des milieux poreux et les méthodes qui en découlent sont simples [4]. Le dimensionnement des filtres géotextiles est analogue à celui des filtres granulaires [5]. Une étude générale de l'effet de membrane tendue a été publiée [4] et son application au dimensionnement des pistes a fait l'objet d'abaques [6]. Les cas où le géotextile joue le rôle d'armature peuvent généralement se traiter avec les méthodes classiques de la géotechnique. Par exemple, le surcroît de stabilité apporté par un géotextile à un remblai (Fig. 12) peut s'évaluer à l'aide des méthodes clas-

siques de stabilité des remblais, en remplaçant le géotextile par une force dont le moment s'ajoute à celui des contraintes de cisaillement du sol.

Dans tous les cas, on doit aboutir à un dimensionnement de l'ouvrage et à une liste des propriétés requises du géotextile. La liste des propriétés requises du géotextile obtenue à l'aide de méthodes de dimensionnement et de sélection doit être complétée pour y inclure les propriétés permettant au géotextile de résister aux sollicitations lors de la mise en œuvre.

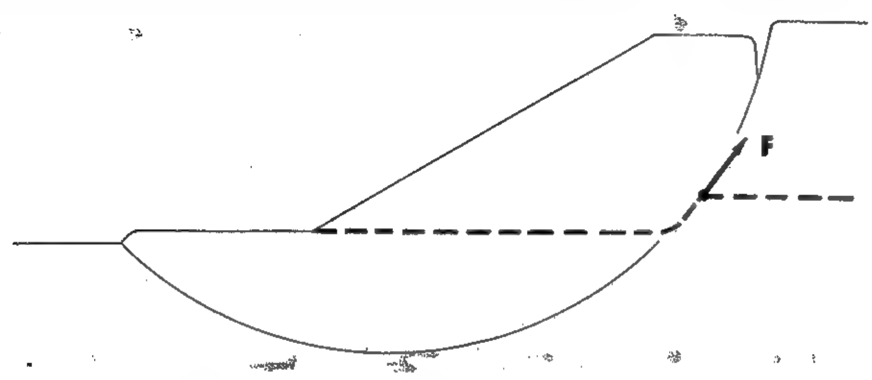



FIG. 12. — Surcroît de stabilité apporté à un remblai par un géotextile.

**Mise en œuvre des géotextiles**

La mise en œuvre des géotextiles est simple. Elle comprend trois phases : la préparation, l'installation et le recouvrement.

La préparation consiste à : (1) établir la liste des propriétés requises du géotextile, comme indiqué plus haut ; (2) obtenir une liste de producteurs auprès de comités ; (3) obtenir des producteurs des tableaux indiquant les valeurs des différentes propriétés de leurs géotextiles, avec référence des procédures d'essais, ainsi que la dimension des rouleaux ; (4) établir la liste des géotextiles disponibles dont les propriétés sont conformes à celles requises ; (5) établir un plan de pose en orientant les bandes dans le sens des contraintes principales, prévoir les quantités de géotextile nécessaires pour les raccordements (dont le nombre dépend de la dimension des rouleaux) et en déduire les quantités de géotextile à commander ; (6) comparer les délais de livraison et les prix ; (7) commander le géotextile et le faire livrer sur le site ; (8) identifier les rouleaux livrés en vérifiant que l'étiquetage est conforme au produit commandé et, éventuellement, en mesurant la masse surfacique (il suffit d'une balance et d'un mètre) ; (9) s'il y a lieu, prélever des échantillons et faire effectuer par un laboratoire des essais pour contrôler la qualité du géotextile livré ; (10) stocker les rouleaux enveloppés dans un plastique opaque et étanche à la pluie et à la poussière (vérifier si l'emballage de livraison convient), et dans un endroit non inondable (un géotextile imbibé d'eau est difficile à manipuler).



L'installation dépend du type d'application. Certaines installations sont mécanisées (drains verticaux), d'autres peuvent l'être (fabrication, remplissage et empilement de sacs ou gabions). Certaines applications nécessitent une expérience ou une habileté particulières (moulage de béton, installation sous l'eau, mise en place verticale ou quasi verticale comme pour les drains cheminées ou les parements de sol armé), d'autres relèvent des techniques traditionnelles de construction (barrières à blocs ou à silts, petits soutènements pour le reboisement des pentes). Pour toutes ces applications, des instructions particulières de pose sont nécessaires. Mais, dans la majorité des cas, les géotextiles sont utilisés pour couvrir de grandes surfaces quasi horizontales et les opérations suivantes sont à effectuer : (1) préparer le support selon les nécessités du projet, en notant que la plupart des géotextiles grâce à leurs propriétés (souplesse, déformabilité, résistance à la perforation et à la déchirure) s'accommodent de supports irréguliers et ne requièrent que l'enlèvement de quelques souches et gros blocs ; (2) découper, si nécessaire, les rouleaux à l'aide d'une scie ; (3) dérouler les rouleaux ; (4) découper, si nécessaire, les bandes de géotextiles à l'aide de ciseaux ou de couteaux ; (5) raccorder les bandes voisines soit par couture (tissés, nontissés) à l'aide de machines à coudre portatives, soit par agrafage ou laçage (treillis, grilles), soit par recouvrement de 0,3 m (sur sol ferme) à 1 m (sur sol mou) (Noter que le recouvrement ne convient pas si le géotextile doit travailler en traction, c'est-à-dire s'il remplit la fonction d'armature, membrane tendue ou barrière) ; (6) fixer éventuellement le géotextile au sol à l'aide de blocs, sacs, agrafes pour éviter son soulèvement par le vent ; (7) protéger de la lumière, par un rideau opaque (géomembrane) ou par une pulvérisation de mortier, de bitume ou de résine, les parties du géotextile qui doivent demeurer exposées en permanence. Après sa mise en place, le géotextile ne doit être détérioré ni par la lumière ni par des actions mécaniques et, s'il remplit les fonctions de filtre ou drain, il ne doit pas être sali. Il faut donc prendre certaines précautions dans la phase de recouvrement.

Le recouvrement du géotextile par le matériau adjacent prévu dans le projet (terre, béton, béton bitumineux, géomembrane, etc.) doit se faire le plus rapidement possible pour protéger le géotextile de la lumière. Au-delà de trois semaines, certains géotextiles commencent à se dégrader de façon sensible. Les actions mécaniques susceptibles de dégrader le géotextile proviennent soit du déversement incontrôlé de blocs, soit de la circulation d'engins au cours des opérations de recouvrement. Si le support n'est pas trop irrégulier, des engins à pneus peuvent circuler directement sur le géotextile sans causer de dommage. On préfère cependant faire circuler les engins sur la première couche de terre placée sur le géotextile. L'épaisseur de cette couche doit être choisie tenant compte de la grosseur et de l'angularité des cailloux, des contraintes exercées par les engins et de la résistance du géotextile au poinçonnement. Par ailleurs, l'emploi de pelles mécaniques, grues, niveleuses, etc. doit être contrôlé de manière à réduire les risques d'accroc et de déchirure du géotextile. Enfin, si le géotextile remplit les fonctions de drains ou de filtre, il faut veiller à ne pas le salir

par de la poussière ou de la boue (on se méfiera en particulier des coulées de boue sur les géotextiles utilisés dans les drains situés au bas d'une pente).

Dans les projets importants, les principales opérations de mise en œuvre des géotextiles doivent faire l'objet d'un contrôle de qualité.

### Utilisation des géotextiles dans le monde

A l'occasion de la présentation des fonctions, la plupart des applications des géotextiles ont été passées en revue et l'on peut noter que toutes les branches de la géotechnique sont concernées : routes et aérodromes, pistes, aires de stationnement et de stockage, voies de chemin de fer, remblais, remblais hydrauliques, remblais subaquatiques, travaux côtiers, protections de berges, gabions, fondations, barrages, bassins, canaux, irrigation et drainage, prévention et contrôle de l'érosion, lutte contre la pollution, etc. Certaines réalisations mettent en jeu des millions de mètres carrés, comme par exemple la protection du lit de l'Escaut aux Pays-Bas, d'autres quelques mètres carrés seulement. La première utilisation de textile synthétique en géotechnique remonte à 1958 : protection côtière réalisée à l'aide d'un textile tissé sous dallettes de béton, aux Etats-Unis. L'essor prodigieux des géotextiles commence avec la première utilisation de nontissés dans des pistes et remblais, en France et en Angleterre, en 1968. Il se poursuit à l'occasion du grand effort de construction routière en Europe occidentale dans les années 1970 où l'on a utilisé des quantités considérables de géotextiles sous les remblais et dans les drains. La variété des applications est le fruit de l'imagination de beaucoup, de l'audace de certains : dès le début des années 1970, premières utilisations de géotextiles dans des barrages en France, puis construction de grands barrages avec géotextiles en Afrique du Sud.

Le développement des géotextiles dans le monde est influencé par la géographie, la géologie et l'économie. Aux Etats-Unis on répare les voies ferrées, en France et au Japon on en construit de nouvelles. On emploie beaucoup de géotextiles aux Etats-Unis pour la réhabilitation des chaussées, très peu en Europe. Les protections de berges et côtes comprennent des géotextiles partout dans le monde, en particulier aux Pays-Bas, en Allemagne et aux Etats-Unis où l'utilisation des dalles de béton coulées dans un coffrage en textile s'est développée beaucoup plus qu'en Europe. On utilise beaucoup de géotextiles dans les grandes pistes forestières du Canada et des Etats-Unis, mais, partout dans le monde, l'utilisation de géotextiles dans les pistes et remblais est importante. Dans les pays industrialisés, pour la lutte contre la pollution, dans les pays en voie de développement, pour l'irrigation, le succès des géotextiles accompagne celui des géomembranes.

Toutes ces utilisations ont entraîné un développement considérable du marché mondial annuel qui était négligeable à la fin des années 1960, supérieur à cent millions de mètres carrés à la fin des années 1970 et dont on prévoit qu'il sera supérieur à un milliard de mètres carrés avant la fin du siècle.



Pourquoi un tel succès ? Il faut en chercher les raisons au niveau de la construction et de la conception des ouvrages. Dans les premières applications les géotextiles ont été utilisés en grande partie parce qu'ils facilitaient la construction (un géotextile est plus facile à mettre en place qu'une couche de sable) et faisaient gagner du temps (notamment les pistes de chantier avec géotextiles permettaient aux engins de circuler par tous les temps).

Aujourd'hui, on s'intéresse de plus en plus à l'influence bénéfique des géotextiles sur la conception des ouvrages du fait, soit de l'amélioration des performances des ouvrages traditionnels et des économies qui en résultent (par exemple, il faut moins de gravier dans une piste avec géotextile que dans une piste sans géotextile), soit de la possibilité de concevoir des ouvrages ou des dispositifs originaux (il suffit de se reporter aux planches illustrant les fonctions pour en voir de multiples exemples).

Il convient de signaler le rôle capital des producteurs de textiles dans cet étonnant développement industriel. *A priori*, rien ne les destinait à s'intéresser au génie civil et pourtant ils ont eu une large part des initiatives décisives. Nous invitons le lecteur à consulter les brochures, certaines remarquables, distribuées par les producteurs de géotextiles. On y trouve d'excellentes photographies en couleurs illustrant la mise en place des géotextiles dans une grande variété d'ouvrages.

L'auteur tient à remercier Yves Lacroix de ses remarques, ainsi que Pierre Mallard, Eric Melikov et Thierry Sanglerat pour l'exécution des dessins.

## BIBLIOGRAPHIE

*Types de géotextiles.* Demander des échantillons aux producteurs dont on peut se procurer l'adresse auprès des comités dont la liste est donnée ci-dessous.

*Propriétés des géotextiles.* Se procurer les procédures standards d'essais auprès des comités et consulter les comptes rendus de congrès dont la référence est donnée ci-dessous.

*Fonctions et applications des géotextiles.* Les diverses applications des géotextiles sont illustrées par de nombreuses photographies dans les brochures que l'on peut se procurer auprès des producteurs de géotextiles. Les applications sont décrites dans les comptes rendus de congrès et dans quelques publications comme, par exemple :

LEFLAIVE, E., *Les textiles en construction routière.* La technique routière, Vol. 22, N° 3 (1977).

GIROUD, J. P. — *Les Géotextiles : nouveaux matériaux de construction, devenus indispensables en moins de dix ans — Application aux travaux ferroviaires.* Rail International, 11 (Bruxelles, novembre 1978), 908-912.

SAUVAGE, R., LANGLADE, J. — *L'utilisation des géotextiles dans les plates-formes ferroviaires de la SNCF.* Matériaux et constructions, Vol. 14, N° 82 (juillet-août 1981), 283-287.

HEERTEN, R. G. — *Geotextiles in Coastal Engineering.* Matériaux et constructions, Vol. 14, N° 82 (juillet-août 1981), 273-281.

GIROUD, J. P. — *Utilisation des géotextiles nontissés dans les travaux hydrauliques.* Excavator, 4 (avril 1979), 1-14.

*Sélection et dimensionnement.* Les références suivantes ont été citées dans le texte :

[1] LOUDIÈRE, D. — *Utilisation des textiles synthétiques dans les barrages en terre.* Colloque International Sols et Textiles (Paris, 1977), p. 222.
[2] Comité Français des Géotextiles. *Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans les aires de stockage et de stationnement* (janvier 1981).
[3] Comité Français des Géotextiles. *Recommandations pour l'emploi des géotextiles dans les voies de circulation provisoire, les voies à faible trafic et les couches de forme* (février 1981).
[4] GIROUD, J. P. — *Designing with Geotextiles,* Matériaux et constructions, Vol. 14, Nº 82 (juillet-août 1981), 257-272.
[5] GIROUD, J. P. — *Filter criteria for geotextiles.* Comptes rendus du Deuxième Congrès International des Géotextiles (Las Vegas, 1982), 103-108.
[6] GIROUD, J. P. and NOIRAY, L. — *Geotextile-Reinforced Unpaved Road Design,* Journal of the Geotechnical Division, ASCE, Vol. 107, Nº GT9, Proc. Paper 16489 (September 1981), 1233-1254.

*Mise en œuvre des géotextiles.* Se procurer les « Recommandations pour la mise en œuvre des géotextiles » du Comité Français des Géotextiles.

COMITÉS

La liste qui suit est limitée à quelques comités francophones :

- Comité Français des Géotextiles, 35, rue des Abondances, 92100 Boulogne sur Seine, France.
- Association Suisse des Professionnels de Géotextiles, EMPA, ETH-Hönggerberg, CH-8093, Zurich, Suisse.
- Commission des Membranes Synthétiques de la RILEM, Institut du Génie Civil, 6, quai Banning, Liège, B4000, Belgique.
- Comité Canadien des Géotextiles, Office des normes générales du Canada, Ottawa, Canada, K1A 1G6.

CONGRÈS

- Comptes Rendus du Colloque Sols et Textiles (Paris, 1977), disponibles à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris, France.
- Comptes Rendus du Deuxième Congrès International des Géotextiles (Las Vegas, 1982), disponibles à IFAI, 350 Endicott Building, Saint-Paul, Minnesota, 55101, USA.
- Comptes Rendus du Troisième Congrès International des Géotextiles (Vienne, 1987).

# INDEX

Imprimerie GAUTHIER-VILLARS, France
7512 - Dépôt légal, Imprimeur, n° 3226
Dépôt légal : février 1988 *Imprimé en France*
Dépôt légal 1[re] édition : 2[e] trimestre 1969